



## CAPÍTULO 8. SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO



---

DIRECCIÓN GENERAL DE  
SERVICIOS TÉCNICOS

## CAPÍTULO 8. SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO



Construcción del túnel Luis Cabrera. Supervía Poniente Ciudad de México. 2012.

### 8.1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES

#### 8.1.1. Generalidades

Se entiende como sostenimiento el conjunto de elementos estructurales que se colocan durante la excavación de una obra subterránea y que tiene como objetivo contribuir al equilibrio del entorno cercano a la cavidad. Junto con la excavación, a la que va estrechamente ligado, el sostenimiento forma la “espin dorsal” de una obra subterránea, y de ambos dependen de manera sobresaliente la seguridad y la economía.

Es importante señalar que el sostenimiento puede estar íntimamente relacionado con el acabado final, ya que, en ocasiones se le concibe como parte del revestimiento definitivo, el cual se expone en el capítulo 9, de forma que se recomienda que en el presente capítulo se considere la posibilidad de diseñarlo como un sistema estructural permanente.

En esta sección se describen los sistemas de sostenimiento más comúnmente utilizados en túneles de carretera así como todas las partes que los constituyen, desde los materiales empleados, las técnicas de colocación hasta las especificaciones y detalles específicos de sus componentes.

En el Capítulo 9 se expone una visión general simplificada de los criterios de análisis y diseño estructural.

### 8.1.2. Definiciones

Por razones históricas, la comunicación oral y escrita en ingeniería de túneles no siempre ha sido clara y precisa. Resulta muy inconveniente y hasta riesgoso que un vocablo de la terminología técnica de túneles llegue a tener significados diferentes, particularmente cuando se refiere a algún elemento básico o a alguna acción física fundamental en el diseño o en la construcción. De ahí el empeño por definir los términos y sus significados más apropiados. Así pues, para evitar los errores típicos que se comenten en la redacción de proyectos y durante la construcción de túneles, en este apartado se incluyen algunas definiciones de tales elementos, así como de las acciones fundamentales relacionadas con estos trabajos.

**Soportar:** *so* (de abajo) + *portare* (portar, llevar). Recibir, cargar, entibar, apuntalar, ademar, etc., el terreno, roca o suelo que circunda una excavación subterránea.

**Sostener:** *sus* (desde arriba) + *tenire* (asir, sujetar, prender). No colapsarse, no caer, permanecer en su sitio; en referencia también a la roca o suelo que circunda la excavación.

**Estable** se aplica al terreno en torno al túnel cuando éste ya no se deforma, ni se agrieta ni mucho menos se colapsa, o cuando sus velocidades de deformación son despreciables.

**Estabilizar:** propiciar que se establezca el equilibrio, usualmente mediante acciones de consolidación y drenaje.

**Consolidar:** Dar firmeza y solidez al terreno.

**Reforzamiento:** acción y efecto de reforzar; es la acción de introducir elementos estructurales en el terreno, tales que, trabajando en interacción con él, le proporcionen una mayor rigidez y capacidad de carga.

## 8.2. TIPOS Y CLASIFICACIÓN DE SOSTENIMIENTOS

### 8.2.1. Concepto de auto-sostenimiento o auto-soporte

Al hacerse el proyecto de un túnel, y al estudiarse las condiciones de la excavación (dimensiones, propiedades, naturaleza, medio, etc.), es primordial determinar, para la economía de la obra, si el terreno alrededor de una excavación subterránea es capaz de desarrollar, gradualmente y de forma autógena, su propio equilibrio. Por otra parte, si las condiciones de la obra y su seguridad no permiten esperar a que esto ocurra, el desarrollo de la estabilidad de la excavación deberá ser proporcionada por las medidas adoptadas por el proyectista y el constructor a través de técnicas de estabilización (o consolidación), soporte o reforzamiento, modificando y complementando la capacidad natural del terreno para favorecer el equilibrio y por ende la seguridad.

### 8.2.2. Tipos de sostenimientos

Durante la construcción de un túnel, el terreno en el entorno de la excavación requiere ser estable o alcanzar su estabilidad en un tiempo razonable, es decir, que no ocurran ni desplazamientos ni deformaciones mayores; tampoco roturas, fracturas, caídos o demás manifestaciones que indiquen inseguridad y que generen riesgos, mismos que, en última instancia, conduzcan a la inoperatividad de la obra y/o al incumplimiento de los fines para los que fue concebida.

Estabilizar (consolidar) y reforzar son acciones diferentes, aunque con efectos parecidos, que frecuentemente se traslapan y habitualmente llegan a confundirse. Cuando se **estabiliza** o **consolida** el entorno de una excavación, se actúa por medios artificiales (inyecciones, presfuerzo, drenaje, congelamiento, concreto lanzado, etc.) que de alguna forma modifican tanto las propiedades como el estado de esfuerzos del terreno; es decir, aumentan su rigidez y su resistencia, modifican favorablemente el campo tensional y favorecen el contacto entre discontinuidades existentes; mientras que cuando se **refuerza** el entorno, sólo se agregan al terreno elementos resistentes de sostenimiento.

El diseñador de un túnel debe tener claro cuáles son los tipos de procesos deformacionales y de redistribución de esfuerzos que van a generarse durante la excavación, así como cuáles son los fenómenos y mecanismos que determinarán la estabilidad de la cavidad. Lo anterior estará íntimamente ligado a la naturaleza litológica de los materiales, a las condiciones naturales de esfuerzos en el terreno al tipo de discontinuidades que gobiernen el comportamiento del macizo, así como al grado de fracturamiento, la deformabilidad y la resistencia de la roca y/o el suelo. Tomar en cuenta todo lo anterior es determinante para elegir los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento, así como las solicitaciones (tipos de carga) para las cuales deberán ser diseñados los distintos sistemas.

Los elementos más comunes de sostenimiento, y que se estudian en los siguientes apartados, son:

- Concreto lanzado.
- Anclas comunes de fricción.
- Barras de acero de refuerzo adheridas.
- Pernos de sujeción de grandes bloques.
- Marcos metálicos.
- Marcos de celosía (marcos noruegos).
- Sistemas de enfilaje frontal.
- Barras de fibra de vidrio.

Estos elementos, que no modifican las propiedades ni el estado de esfuerzos del terreno, solamente actúan cuando el medio que circunda la excavación tiende a deformarse o cuando bloques o masas de roca aflojadas tienden a separarse y caer. Cuando se requieran deberán instalarse firmemente contra el terreno y, por lo general, muy cerca del frente; sólo así se obtendrán los efectos favorables que de ellos se derivan.

### 8.2.3. Clasificación de sostenimientos

Con la intención de incluir la mayoría de los sistemas de sostenimiento que comúnmente son utilizados en excavaciones subterráneas, y para cubrir en su totalidad las funciones de cada uno, se propone la siguiente clasificación:

- Soporte convencional o estructural. Se refiere a anillos, marcos, dovelas, etcétera.
- Sostenimiento inducido por estabilización o consolidación. Incluye las inyecciones, la congelación, concreto lanzado, etc.
- Sostenimiento pasivo o por reforzamiento de la masa. Tales como anclas comunes de fricción, barras adheridas, concreto lanzado, segmentos de marcos, marcos de celosía (noruegos), etc.

El concreto lanzado es un sistema muy versátil. Puede cumplir las funciones tanto de un sistema estabilizador, como de uno de reforzamiento y, en condiciones particulares, las de un soporte estructural.

Existen otros sistemas que también tienen la capacidad de cumplir simultáneamente con las funciones de estabilización y reforzamiento. Como ejemplo podemos mencionar el de los denominados *marchiavanti*, en sus diversas modalidades, que abarcan desde simples barras o perfiles laminados en caliente cortos que se colocan antes de un avance, con los que se forma una corona protectora, hasta tubos perforados largos, que se colocan en posición similar y se inyectan para estabilizar el terreno y crear una visera protectora para varios avances consecutivos. Este sistema también es conocido con el nombre de enfilaje frontal o “paraguas”.

## 8.3. CONCRETO LANZADO

### 8.3.1. Generalidades

Según el ACI (*American Concrete Institute*), el concreto lanzado es aquel que se transporta a través de una manguera y es proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie. Dicha superficie puede ser concreto, piedra, terreno natural, mampostería, acero, madera, poliestireno, etc. A diferencia del concreto convencional, que se coloca y luego se compacta (vibrado) en una segunda operación, el concreto lanzado se coloca y se compacta al mismo tiempo, debido a la fuerza con que se proyecta desde la boquilla. La mezcla podrá contener los aditivos que sean necesarios.

El concreto lanzado se distingue por las características de la mezcla de agua, cemento, agregados (o áridos) y aditivos. En comparación al concreto hidráulico, la mezcla del concreto lanzado contiene una dosis mayor de cemento, mayor contenido de arena, un tamaño menor de los agregados gruesos y mayor cantidad de aditivos. Con todo esto la mezcla alcanza resistencia en menor tiempo, además de otras propiedades que va adquiriendo con la edad; así mismo, por el alto contenido de cemento, los efectos de agrietamiento y contracción pueden ser más pronunciados por lo que debe ponérseles una especial atención.

El concreto lanzado en obras subterráneas está sujeto a esfuerzos de tensión inducidos por flexiones, cortantes y contracciones. Como la capacidad del concreto a la tensión es reducida, se presenta la necesidad de reforzarlo con un material adecuado a fin de que el elemento absorba mejor las flexiones y cortantes, aumente su ductilidad y pueda controlarse el agrietamiento (durabilidad).

Normalmente el concreto lanzado se refuerza con malla electrosoldada o con fibras (metálicas o sintéticas), siendo más recomendable el uso de fibras en macizos de calidad mala a buena y el de malla electrosoldada para terrenos de calidad muy mala.

#### 8.3.1.1. Concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada

Cuando el concreto lanzado, reforzado con malla electrosoldada, se somete a esfuerzos de tensión o de corte importantes, éste se fisura o se rompe. Sin embargo, la liga que existe entre el concreto sin fisurar y el acero permite que haya una transmisión de cargas gracias a los efectos de la adherencia. De manera que la capacidad para resistir esfuerzos de tensión y de corte aumenta considerablemente.



Figura 8.1. Efecto sombra.

Este refuerzo se coloca en la superficie de la última capa lanzada y sobre la malla se aplican las siguientes capas, quedando el refuerzo ahogado en el concreto lanzado. Debido al método de aplicación, es difícil que la malla electrosoldada quede perfectamente rodeada por concreto. El concreto lanzado rebota en la malla y detrás de ellas se forman huecos. Esto no solo reduce la adherencia entre el refuerzo y el concreto, sino que también puede provocar la corrosión del refuerzo si se presentan filtraciones de agua (Figura 8.1). Cuando se utilice malla electrosoldada como refuerzo se deberá tener especial cuidado en la aplicación del concreto lanzado para evitar en lo posible la creación de huecos o vacíos detrás de la malla (efecto sombra, *shadowing*).

### 8.3.1.2. Concreto lanzado reforzado con fibras

#### a) Consideraciones generales para la selección de fibras

Con anterioridad se han mencionado los distintos tipos de fibra que habitualmente se utilizan en los sostenimientos de concreto lanzado en túneles, y como es normal, cada tipo de fibra cuenta con ventajas y desventajas que, en general, no son del todo conocidas por el proyectista y en ocasiones provocan confusión a la hora de escoger elegir el sistema más adecuado.

En un concreto armado con fibras, éstas se distribuyen uniformemente en la masa y contribuyen a repartir y transmitir los esfuerzos provocados por las deformaciones cuando el concreto se agrieta, de manera que las fibras solo son útiles si se presenta agrietamiento en el concreto. Sin embargo, el agrietamiento puede presentarse en el concreto en diferentes etapas de la vida del material. Se pueden presentar desde los primeros momentos, justo después del colado, hasta en edades muy avanzadas.

Como se sabe, las propiedades mecánicas del concreto y del acero se complementan y al combinarlos se obtiene un material de altas prestaciones estructurales: el concreto es resistente frente esfuerzos de compresión y el acero resiste altos esfuerzos de tensión. Generalmente el concreto protege al acero de la corrosión y, si cuenta con un recubrimiento adecuado, lo protege también en caso de incendios. Asimismo, ambos materiales cuentan con el mismo coeficiente de expansión térmica ( $1.2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ), lo que quiere decir que el acero y el concreto se expanden y se contraen de igual manera cuando se presentan cambios de temperatura.

Las fibras poliméricas (polipropileno) funcionan como refuerzo durante las primeras 24 horas de vida del concreto, que es cuando su estado es plástico y cuando su módulo de elasticidad es más bajo que el de las fibras de polipropileno. Cuando el concreto va envejeciendo y adquiriendo resistencia, las fibras sintéticas dejan de funcionar como refuerzo debido a que el módulo de elasticidad del concreto supera ampliamente al de las fibras. Es decir, en un material compuesto, el efecto de reforzamiento sólo puede darse cuando el material utilizado para reforzar tiene un módulo de elasticidad mayor que el del material base. El módulo de elasticidad de las fibras de polipropileno oscila entre los 3.5 y los 10 **GPa** y es insuficiente para reforzar estructuralmente al concreto de clase 1, que tiene un módulo de elasticidad mínimo de 21.7 **GPa** (además, es importante considerar que la rigidez de las fibras únicamente se presenta en tensión axial). No así las fibras metálicas, que cuentan con un módulo de elasticidad de 206 **GPa**, y que funcionan como refuerzo estructural de un concreto de cualquier resistencia y edad.

Según algunos especialistas, el comportamiento del concreto armado con fibras metálicas frente a incendios es similar al del armado con malla electrosoldada. Lo anterior es debido a que el acero conserva sus propiedades mecánicas hasta temperaturas de 350-400°C. Por otra parte, el concreto reforzado con fibras sintéticas tipo *macro* (ver inciso 8.3.1.2) no ofrece buenas prestaciones de resistencia frente al fuego. Este tipo de fibras comienzan a perder sus propiedades mecánicas cuando la temperatura asciende a 50°C, y se derriten cuando se alcanzan los 160°C. Esto quiere decir que

cuando ocurre un incendio, un concreto armado con fibras sintéticas tipo macro pronto queda desprovisto de refuerzo, reduciéndose su capacidad de carga entre 40 y 50%. En cambio, la inclusión de fibras sintéticas tipo *micro* resulta benéfica. Su efectividad radica en que los vacíos que dejan al detretirse funcionan como una red que favorece a que la humedad contenida en el concreto se evapore.

En lo que se refiere a la corrosión, las fibras sintéticas de polipropileno han demostrado ser resistentes a ambientes ácidos y alcalinos. Las fibras metálicas estarán protegidas de la corrosión si cuentan con un recubrimiento de alrededor de 2 mm.

En resumen, las fibras sintéticas tipo *micro* son eficientes como refuerzo durante la contracción plástica del concreto y como refuerzo para evitar desprendimientos de secciones de concreto en caso de incendios.

Las fibras de polipropileno tipo *macro*, son recomendables como refuerzo del concreto frente a los efectos de la temperatura, durante la transportación y el manejo del concreto fresco, y como refuerzo de elementos no portantes. Además pueden utilizarse en sostenimientos temporales que permitan grandes deformaciones. Por su parte, las fibras metálicas, además de tener las características para dar las mismas prestaciones que las fibras sintéticas, son eficientes para el control del agrietamiento y como refuerzo estructural, además de mejorar la capacidad del material frente a los efectos de fatiga e impacto.

## b) Fibras metálicas

Hace muchas décadas que las fibras metálicas se utilizan como refuerzo en sostenimientos de concreto lanzado. La presencia de estos elementos metálicos en el concreto mejora sus propiedades mecánicas, disminuyendo su fragilidad y su permeabilidad, a la vez que aumenta su ductilidad, su resistencia al impacto y su durabilidad.

La dosis de fibras metálicas varía según el caso y en el proyecto deberá justificarse con una nota técnica. Se recomienda que esté entre los 20 y los 60 kg/m<sup>3</sup>, siendo habituales cantidades en torno a los 30 o 40 kg/m<sup>3</sup>. En lo referente a la puesta en obra, en términos prácticos, solo se recomienda usar fibras metálicas cuando se utilice la técnica de la vía húmeda, ya que la dificultad para mezclar adecuadamente las fibras en la vía seca puede provocar un efecto de rebote excesivo (en el inciso 8.3.3 se explicarán las técnicas de aplicación). Cuando se utilice esta técnica, deberá tenerse cuidado con el control de la forma, el espesor de las capas y la calidad final de la construcción. Se recomienda tener en cuenta en los costos de ejecución el aumento en el gasto de mangueras, boquillas, etc., ya que suelen sufrir mayor desgaste.

La respuesta a tensión del concreto simple puede ser caracterizada por su fragilidad-ductilidad. El objetivo de agregar fibras de refuerzo al concreto es el de proporcionarle un comportamiento más dúctil. La geometría de las fibras es determinante para incrementar su resistencia a ser extraídas del concreto mientras este se agrieta (por efectos de anclaje). Para lograr este aumento en la ductilidad, se recomienda que las fibras sean de acero de alta resistencia, con un esfuerzo de rotura en tensión de 1000 MPa, como mínimo. En la Figura 8.2 puede apreciarse el efecto de la adición de fibras de acero a la mezcla del concreto, según el ACI-544.1R-96.

En cuanto a la etapa de comportamiento lineal-elástico, distintas investigaciones sugieren que el módulo de elasticidad del material compuesto (concreto armado con fibras), apenas se ve afectado por la adición de las fibras.

En la gráfica anterior se observa que, además del aumento en el pico de la resistencia, se consigue un comportamiento plástico más prolongado. Puede apreciarse también que después del pico ocurre un decremento súbito de la resistencia, con menor fragilidad a mayor cuantía de fibras, seguido de un *plateau* residual (zona horizontal del gráfico) que es resultado de la continua fricción de extracción de las fibras.

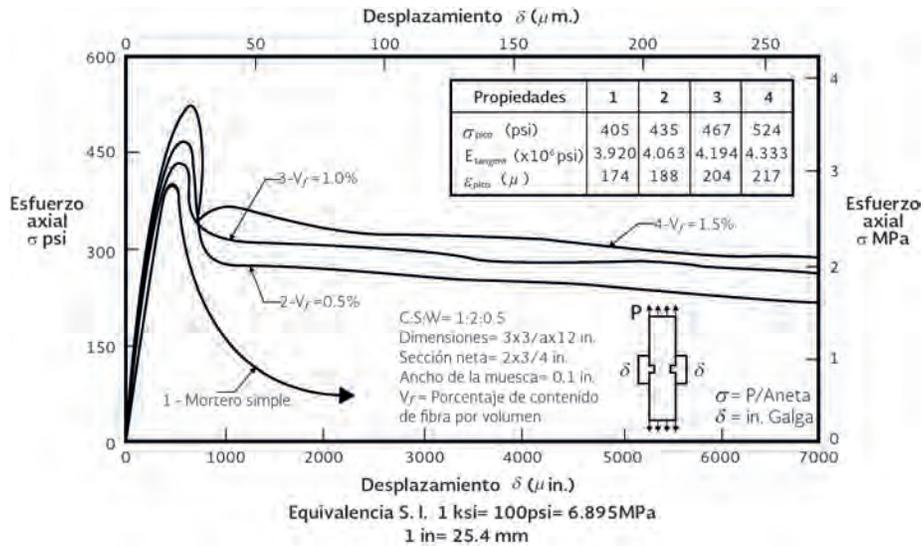


Figura 8.2. Resultados típicos esfuerzo–desplazamiento obtenidos de ensayos a tensión directa para diferentes dosificaciones de fibra metálica. A partir de ACI-544.1R-96.

En relación con el comportamiento a compresión, varias investigaciones demuestran que las fibras de acero no influyen significativamente en la resistencia del concreto. En la figura 8.3 se muestra que la resistencia a la compresión simple del concreto con una dosificación de  $V_f = 1\%$  (aproximadamente unos  $80 \text{ kg/m}^3$ ), es muy similar a la del concreto simple, sin embargo, como ya se ha mencionado, la ductilidad aumenta considerablemente después del agrietamiento.

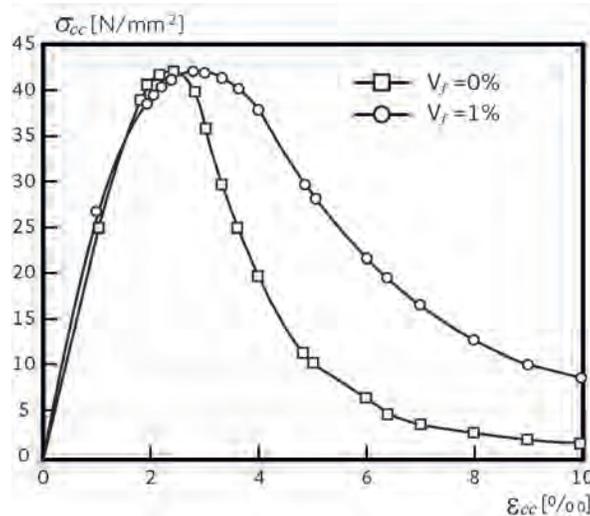


Figura 8.3. Curvas esfuerzo–deformación en compresión uniaxial para probetas de concreto simple y con fibras de acero (König & Kützing, 1999, tomado de Kooiman, 2000).

Así pues, para el diseño estructural la resistencia a la compresión simple del concreto lanzado reforzado con fibras será muy cercana a la del concreto lanzado simple.

### c) Fibras sintéticas.

En los últimos años se han incorporado al mercado fibras sintéticas como refuerzo del concreto lanzado. Además de que tienen la virtud de mezclarse fácilmente con la pasta del concreto y no quedan suspendidas en el aire durante el lanzamiento, al incluirlas en la mezcla las propiedades del concreto mejoran frente al agrietamiento. Otra cualidad que ofrece la presencia de fibras sintéticas en

el concreto es que resultan benéficas en caso de incendio. Cuando las fibras se derriten aumenta la porosidad en el concreto gracias a los vacíos que estas dejan, lo que favorece su resistencia frente al fuego. Asimismo, las fibras de polipropileno no sufren proceso de oxidación y ofrecen buena estabilidad frente a la mayoría de los ataques químicos conocidos. Así, con su utilización, se mejora de manera efectiva la durabilidad del elemento.

En el caso de concreto reforzado con fibras sintéticas, las de uso más generalizado en el caso de sostenimientos de túneles son las de polipropileno. Su empleo modifica la consistencia de las mezclas de concreto cuando la dosis de fibra es elevada; esto es, cuando alcanzan o superan la barrera de los 5 kg/m<sup>3</sup>.

Las resistencias a compresión y tensión del concreto reforzado con fibras de polipropileno, así como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, no aumentan de manera significativa ante la presencia de las fibras. En cambio, su resistencia al impacto y la tenacidad del concreto sí aumenta, sobre todo con cantidades de fibra de alrededor de 4 a 5 kg/m<sup>3</sup>. Su adición también se ve reflejada en un mejor comportamiento ante la contracción por secado.

Las fibras de polipropileno tienen una resistencia a la tensión que oscila entre los 450 y 750 MPa. En cuanto a la dosis, como el tamaño de estas fibras es muy similar a las de acero, y son más ligeras y menos resistentes, y puesto que la relación de densidades es del orden de 8.5:1 (7.85 kg/m<sup>3</sup> frente a 0.91 kg/m<sup>3</sup>) una cantidad de este tipo de fibras de entre 5 y 10 kg/m<sup>3</sup>, equivale a los 30 o 40 kg/m<sup>3</sup> de fibra metálica.

### 8.3.2. Ventajas del concreto lanzado y requerimientos de diseño

#### 8.3.2.1. Ventajas

Algunas ventajas del uso del concreto lanzado, entre otras, es que se evita la colocación de cimbras y permite la configuración de formas libres; presenta baja permeabilidad, alta resistencia, adhesividad y durabilidad; disminuye las grietas por temperatura, puede dársele cualquier acabado y coloración, su técnica permite el acceso a sitios difíciles (pueden alcanzarse hasta 300 m horizontales y 100 m verticales) y, sobre todo, su empleo es ideal para estructuras de pared delgada.

A continuación se mencionan algunas ventajas adicionales del concreto lanzado como sistema de sostenimiento:

- Es un material que, en espesores importantes, puede adquirir características estructurales y usarse como sistema de soporte definitivo.
- Puede ser aplicado cómo y cuándo sea necesario y en casi cualquier perfil o superficie de excavación.
- Cuando se proyecta, su textura es suave pero rápidamente adquiere rigidez y resistencia, dándole al terreno una estabilidad superficial (resistencia de “piel”) que va mejorando con el tiempo. Esto ayuda a controlar las deformaciones pero a la vez permite la redistribución tensional en el cuerpo de la excavación.
- Existe la posibilidad de mecanizar el proceso de lanzado, con el que se aumenta la seguridad durante la ejecución de los trabajos.

Asimismo, las aportaciones del concreto lanzado a la estabilización y al reforzamiento de excavaciones subterráneas varían y están en función del tipo de terreno al que se aplique. En resumen, se pueden mencionar las siguientes:

- Sella las grietas, fisuras y otras discontinuidades de la superficie expuesta de la excavación. Aporta un efecto estabilizador.
- Al fraguar, aumenta la resistencia de la superficie interior de la excavación gracias al efecto de “piel” resistente, de **reforzamiento**.

- Crea una costra endurecida que evita el deterioro de la roca expuesta por el efecto de la meteorización, de manera que su función es también de **protección**.
- En su estado viscoso, al estar adherido a la superficie interior de la excavación, la acompaña en sus deformaciones y las reduce en cierto grado. Una vez que ha endurecido, sigue las deformaciones diferidas del terreno, restringiéndolas hasta que alcanza su límite de rotura. Al igual que en el segundo punto, en este caso la capa de concreto lanzado actúa como un **reforzamiento**.

### 8.3.2.2. Requerimientos de diseño

Una consideración básica para el análisis es que una capa delgada de concreto lanzado endurecido, aplicada en la superficie interior de una excavación subterránea irregular, se integra al terreno y queda sujeta a solicitaciones directas de esfuerzo, principalmente de compresión, tensión y cortante. El concreto lanzado por lo general posee poca rigidez a la flexión, por lo que ofrece poca capacidad para resistir este tipo de sollicitación.

Por otro lado, la composición de la mezcla de concreto deberá estar diseñada para que:

- Pueda ser transportada hacia la boquilla de la manguera y proyectada con el mínimo esfuerzo.
- Se adhiera a la superficie excavada, soporte su peso propio y las cargas del terreno mientras se endurece.
- Alcance los requerimientos de resistencia y durabilidad para los que fue diseñado en un plazo de mediano a largo.

Se recomienda que los espesores de cada capa estén comprendidos entre los 5 y 10 cm, para evitar problemas de adherencia y que, en caso de ser concebido como revestimiento definitivo, su espesor total no sea inferior a los 10 cm ni supere los 40 cm.

### 8.3.3. Sistemas de aplicación

Existen dos sistemas para proyectar el concreto: **a) La vía seca**, que es un sistema en el que los componentes de la mezcla (agregados y cemento) se mezclan previamente mientras que el agua y el aditivo acelerante de fraguado se incorporan en la boquilla de salida en el momento de la proyección (Figura 8.4). **b) La vía húmeda**, que es un sistema de proyección del concreto en el que todos los componentes de la mezcla han sido amasados previamente (agregados, cemento, agua, aditivos superplastificantes, etc.). Únicamente, el aditivo acelerante de fraguado se incorpora a la mezcla en el distribuidor (“avispero”) de la boquilla (Figura 8.5).

El sistema de colocación del concreto lanzado más común es el de la vía húmeda. Las razones fundamentales son: el mayor rendimiento de trabajo que proporciona; la menor generación de polvo, especialmente crítico cuando los trabajos se realizan en espacios confinados, como los túneles; y el mayor control sobre la calidad del producto terminado.

No obstante el buen desempeño de la mezcla húmeda, la vía seca presenta algunas ventajas propias: por un lado, permite alcanzar elevadas resistencias a edades muy tempranas en sellados y estabilización de terrenos; por otro, permite acopiar en silos la mezcla seca (agregados y cemento) para protegerla de la humedad, eliminando pérdidas de material.

Sin embargo, las desventajas que presenta la técnica seca son de consideración:

- Elevado porcentaje de rebote (alrededor del 20%).
- Formación de polvo en el frente del trabajo.
- Costos elevados de consumibles de equipo de proyección (mangueras, boquillas, etc.).

En conclusión, para los trabajos en túneles se recomienda la técnica de la vía húmeda.



Figura 8.4. Esquema de la vía seca, a partir de Mahar et al. (1975). A partir de Hoek (2000).

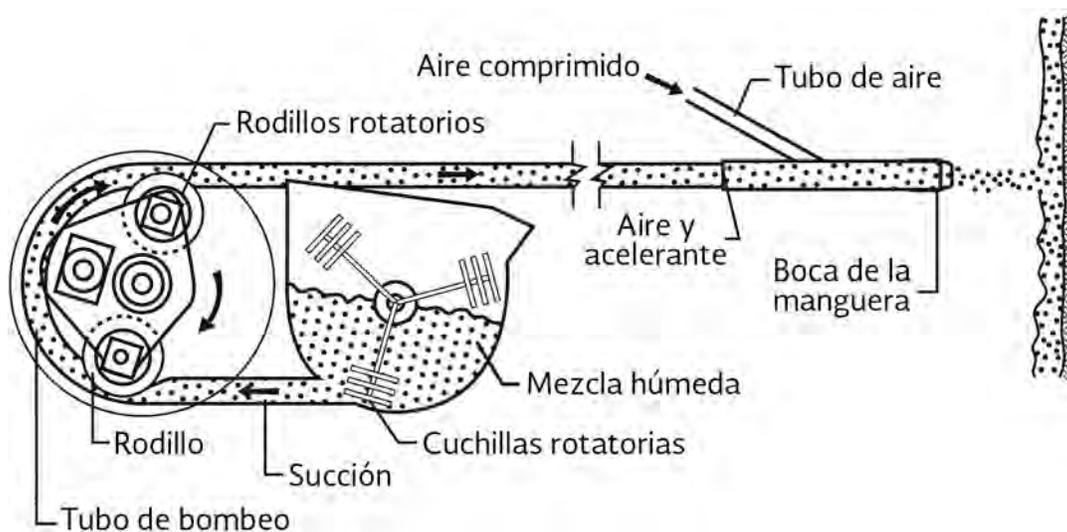


Figura 8.5. Esquema de la vía húmeda, a partir de Mahar et al. (1975). Tomado de Hoek (2000).

### 8.3.4. Propiedades de los materiales

Para evitar problemas de calidad y/o de desempeño estructural, los materiales que conforman el concreto lanzado de sostenimiento y/o revestimiento definitivo de un túnel, deberán incluirse tanto en el catálogo de especificaciones como en los planos del proyecto, indicando claramente las características y calidades que deberán cumplir.

#### 8.3.4.1. La mezcla de concreto

Las propiedades y características del concreto deberán seguir los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-RCDF) y de la N•CMT•2•02•005/04.

En estas normas se menciona que el concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales, de acuerdo con su función, puede ser de dos clases:

**Clase 1**, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre los 21.6 kN/m<sup>3</sup> (2.2 t/m<sup>3</sup>) y los 23.5 kN/m<sup>3</sup> (2.4 t/m<sup>3</sup>), con una resistencia a la compresión,  $f'_c$ , de por lo menos 25.5 N/mm<sup>2</sup> (250 kg/cm<sup>2</sup>).

**Clase 2**, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 18.6 y 21.6 kN/m<sup>3</sup> (1.9 y 2.2 t/m<sup>3</sup>), con una resistencia a la compresión inferior a  $f'_c = 25.5$  N/mm<sup>2</sup> (250 kg/cm<sup>2</sup>) pero no menor de  $f'_c = 20.4$  N/mm<sup>2</sup> (200 kg/cm<sup>2</sup>).

Asimismo, los materiales a utilizar para los concretos clase 1 y 2, deberán cumplir con lo establecido en las normas NMX-C-414-ONNCCE, N•CTR•CAR•1•02•003 y N•CMT•2•02•001, para el cemento, y las normas NMX-C-111 y N•CMT•2•02•002 para los agregados pétreos. En caso de que en las especificaciones de proyecto no se especifique el tipo de cemento, se entenderá que se utilizará cemento Portland ordinario.

El agua de mezclado deberá estar limpia y cumplir con los requisitos de las normas NMX-C-122 y N•CMT•2•02•003/2. Como se menciona en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, si el agua contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse en la fabricación de ningún concreto estructural.

En lo referente a los aditivos químicos, podrán utilizarse a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor; en ambos casos estarán sujetos a la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de las normas NMX-C-255 y N•CMT•2•02•004/4

Para la elaboración y colocación del concreto lanzado como soporte y revestimiento de túneles, deberán seguirse las recomendaciones N•CTR•CAR•1•05•006/00.

### 8.3.4.2. Malla electrosoldada

La malla electrosoldada deberá cumplir con las normas NMX-B-253, NMX-B-290, ASTM A-185 y ASTM A-496. Según la NMX-B-253, el material se debe apegar a los requisitos de tensión indicados en la Tabla 8.1 , basados en el área nominal del alambre.

Resistencia a la tensión, mín., en MPa (kgf/mm <sup>2</sup> )	559 (57) <sup>*1</sup>
Resistencia de fluencia, mín., en MPa (kgf/mm <sup>2</sup> )	490 (50) <sup>*1</sup>
Alargamiento, mín. en %, en 10 Diámetros	6% <sup>*2</sup>
Reducción del área mín.	30% <sup>*2</sup>

**Tabla 8.1. Características mecánicas de malla electrosoldada.**

#### Notas:

1. Cuando se pruebe material con una resistencia a la tensión mayor de 687 MPa (70 kgf/mm<sup>2</sup>), el alargamiento no debe ser menor de 5%.
2. Cualquiera que se cumpla (alargamiento o reducción de área).

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario,  $E_s$ , se supondrá igual a  $2 \times 10^5$  MPa ( $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>).

Los requisitos complementarios, como el anclaje y la unión por traslape, deberán apegarse a lo recomendado en la norma N-CTR-CAR-1-05-005-00.

Las especificaciones de la malla electrosoldada según Norma NMX-B-290-CANACERO se pueden consultar en el apartado 8.7.3.2.

### 8.3.4.3. Fibras de acero

Según algunas normativas internacionales, como la ASTM A820 y la EHE-08, las fibras de acero de refuerzo para concreto hidráulico se clasifican en relación a su proceso de fabricación:

- **Tipo I:** Conformadas en frío (treflado)
- **Tipo II:** Fabricadas en base a especificaciones particulares definidas en un documento de cálculo (deberá ser aprobado por la SCT).
- **Tipo III:** Extruidas en caliente.
- **Tipo IV:** Rebabas producto del maquinado de piezas de acero.
- **Tipo V:** Conformadas en frío y modificadas.

Según el ACI 544.1R-96, *State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete*, las características más importantes que una fibra de acero debe tener son: resistencia, rigidez y adherencia con el concreto.

En la ASTM A 820, *Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete*, se establecen la resistencia mínima a la tracción y los requerimientos que deben cumplir las fibras de acero sujetas a esfuerzos de flexión, así como las tolerancias de longitud, diámetro (o diámetro equivalente) y relación de esbeltez según el tipo de fibra. Además, las fibras deberán cumplir con la ASTM C 1116 (Tipo I).

Con base en las normativas anteriores, la resistencia a la tracción mínima requerida de las fibras deberá ser 345 MPa (3385 kg/cm<sup>2</sup>). Por otra parte, en bibliografía especializada en el diseño de concreto lanzado reforzado con fibras de acero (Vandewalle, 2005, López Jimeno, 2011) se menciona que dependiendo de las características de las fibras la resistencia a la rotura por tensión está comprendida entre los 1000 y 1300 MPa (9810 y 12753 kg/cm<sup>2</sup>). Debido al espectro de resistencias tan amplio, se recomienda que el proyectista investigue la disponibilidad del tipo de fibras que hay en el mercado y se apegue a las especificaciones y a la resistencia a la tensión recomendadas por el fabricante.

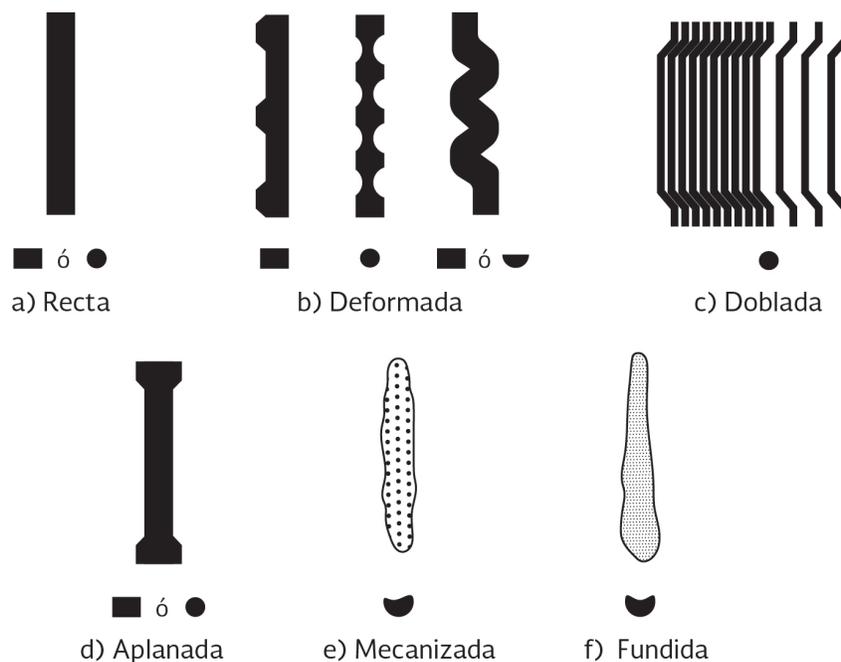


Figura 8.6. Diferentes geometrías de fibras de acero según ACI 544.1R-96.

Debido a que la adherencia de las fibras con el concreto está en función de su relación de esbeltez, los valores de esta relación deberán estar comprendidos entre 20 y 100; asimismo, las longitudes de las fibras deberán estar comprendidas entre los 6.4 y 76 mm.

El módulo de elasticidad de las fibras debe ser alto para que el concreto adquiera un comportamiento dúctil. Al estar fabricadas de acero con bajo nivel de carbono, el módulo de elasticidad se supondrá igual a  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

El proyectista deberá especificar en la memoria de cálculo y en los planos estructurales el tipo de fibra, indicando su longitud, diámetro (o diámetro efectivo) y relación de esbeltez. Además se deberá especificar la resistencia a la tensión y la dosificación de fibras  $\text{kg/m}^3$  y el nivel de absorción de energía con el que deberá cumplir la mezcla.

**8.3.4.4. Fibras sintéticas**

Las fibras sintéticas de uso más generalizado son las de polipropileno. Las propiedades mecánicas de este polímero termoplástico varían en función del fabricante, pero oscilan entre los valores que se muestran en la Tabla 8.2.

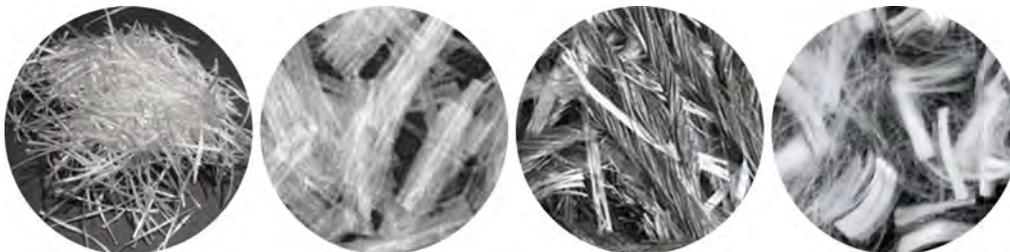
Peso específico ( $\text{gr/cm}^3$ )	0.90 a 0.95
Módulo de Elasticidad, E en MPa ( $\text{kgf / mm}^2$ )	3500 a 10000(360 a 1,020)
Alargamiento de rotura en tensión (%)	20 a 30
Resistencia a la tensión, en MPa ( $\text{kgf / mm}^2$ )	450 a 750(46 a 76)
Punto de fusión ( $^{\circ}\text{C}$ )	160 a 170

**Tabla 8.2. Propiedades mecánicas de las fibras de polipropileno virgen (homopolímero). Diversas fuentes.**

Por otra parte, en el Manual de Túneles y Obras Subterráneas, de la Universidad Politécnica de Madrid, se menciona que las fibras de polipropileno tienen una resistencia (de rotura) a la tensión que oscila entre los 300 y 400 MPa (306 y 408  $\text{kgf /mm}^2$ ).

En cuanto a la dosis, expertos en el tema mencionan que una cantidad de entre 5 y 10  $\text{kg/m}^3$  resulta la habitual en estos casos, pero es importante señalar que la dosis de fibra sintética que se utilice en el proyecto se deberá justificar con cálculos o con una nota técnica del proveedor.

Por recomendaciones del ACI 544.1R-96, el revenimiento del concreto deberá medirse antes de agregar las fibras a la mezcla. Las fibras de polipropileno se deberán apegar a la norma ASTM C 1116, Tipo III.



**Figura 8.7. Diferentes tipos de fibras de polipropileno.**

**8.3.4.5. Aditivos**

Después de que se han obtenido las proporciones de agregados y cemento para la mezcla con la que se configurará el concreto con la resistencia de proyecto, deberán seleccionarse los aditivos necesarios para el correcto desempeño del concreto lanzado durante su ejecución y a lo largo de su vida útil. Se recomienda tener en cuenta aspectos clave que son específicos de cada obra, como son la distancia y el tiempo de transporte de la mezcla hasta los diferentes frentes de excavación, o

el rango de temperaturas a considerar durante el curso de los trabajos. Algunos de los aditivos más comunes son:

- **Superfluidificante:** Uno de los aditivos más importantes en la mezcla de concreto lanzado es el superfluidificante o superplastificante. Su función es reducir la cantidad de agua de la mezcla y retrasar el fraguado para que esta tenga una consistencia adecuada al momento de su colocación.
- **Microsílica:** El uso de microsílca en la mezcla de concreto tiene dos principales objetivos. En primer lugar, mejora la adherencia de la pasta permitiendo la reducción de las dosis de acelerantes y permite aumentar el espesor de las capas colocadas. Además reduce el rebote y la creación de polvo durante el lanzado. El segundo objetivo que se logra al añadir microsílca a la mezcla es que se reduce la porosidad del concreto, lo que resulta benéfico para su resistencia y durabilidad. En resumen, la microsílca mejora la calidad del concreto lanzado. Por otra parte, su uso requiere de mayor demanda de agua, o de aditivos plastificantes, o de ambos, en la mezcla.
- **Acelerantes:** Se recomienda el uso de acelerantes libres de álcalis, ya que se ha demostrado que los aditivos acelerantes que contienen altos niveles de este compuesto químico resultan contraproducentes para la resistencia del concreto a largo plazo. Además de lo anterior, los álcalis resultan muy peligrosos y dañinos a la salud de los trabajadores.
- **Lignosulfatos:** Es importante tener especial cuidado con el uso de aditivos plastificantes basados en lignosulfonato ya que, aunque se utilice en pequeñas cantidades, cuando se combina con otros aditivos puede provocar un retraso en el fraguado de la mezcla por su incompatibilidad con los acelerantes.

Existe en el mercado una gran cantidad de empresas especializadas en aditivos específicos para la elaboración de concreto lanzado. Se recomienda hacer un análisis de las necesidades de la obra y consultar con los fabricantes la posible utilización de aditivos y sus dosis antes de la construcción.

Los aditivos que se utilicen en la elaboración de las mezclas para concreto lanzado deberán cumplir con las normas ASTM C1141.

### 8.3.5. Dosificaciones típicas para el concreto lanzado

Las dosificaciones de los concretos tienen la finalidad de encontrar las proporciones en las que hay que mezclar el cemento, los agregados, el agua y los aditivos para obtener mezclas con determinadas características de consistencia, compacidad, resistencia, durabilidad, etc.

Según uno de los fabricantes de fibra más importantes del mercado, las dosificaciones de los concretos lanzados, tanto para el sistema de la vía seca como el de la vía húmeda, están comprendidas entre 360–480 kg de cemento por metro cubico de mezcla seca. Se recomienda que la dosificación se realice por peso.

A continuación se presenta una tabla en la que algunos fabricantes sugieren distintas relaciones cemento/agregado para algunas resistencias mínimas a la compresión. En cualquier caso, deberán hacerse estudios del porcentaje de rebote en las condiciones de la obra teniendo en cuenta los materiales empleados en el diseño.

Mezcla en volumen	Mezcla en peso	Mezcla in situ en peso	R.C.S. (28 días)	Uso
1:5,5	1:5	1:3,6	230 kg/cm <sup>2</sup>	Exterior
1:5	1:4,5	1:3,5	240 kg/cm <sup>2</sup>	
1:4,5	1:4	1:3,2	250 kg/cm <sup>2</sup>	Universal
1:4	1:3,5	1:3,2	300 kg/cm <sup>2</sup>	
1:3,4	1:2	1:2	360 kg/cm <sup>2</sup>	
1:2,2	1:1,2	1:1,2	400 kg/cm <sup>2</sup>	

**Tabla 8.3. Relaciones cemento/agregados para diferentes resistencias y usos. Túneles y Obras Subterráneas, Sika, 2010.**

Según la publicación Túneles y Obras Subterráneas (2010) de la empresa Sika, la relación agua/cemento de los concretos lanzados se rige por las mismas leyes que para los concretos tradicionales (0,36-0,55), y está fuertemente relacionada con las variaciones del módulo de finura de los agregados (2,49 para agregados finos a 3,26 para los gruesos).

En el caso de la aplicación de la mezcla por la vía húmeda, se recomienda una relación agua/cemento menor de 0,45 para que los aditivos acelerantes de fraguado funcionen correctamente. La relación agua/cemento por peso (A/C) es uno de los parámetros más importantes de diseño del concreto lanzado. A continuación se muestra a modo orientativo un rango de valores.

Resistencia a los 28 días (f'c en kg/cm <sup>2</sup> )	Relación agua/cemento (A/C)
250	0.45
300	0.43
350	0.41
400	0.38

**Tabla 8.4. Relación agua/cemento frente a resistencia. Túneles y Obras Subterráneas, Sika, 2010.**

La principal complicación para determinar la relación A/C se presenta con los agregados. Si bien existen ensayos normalizados para la determinación de la humedad y coeficiente de absorción de arenas y gravas, es un hecho que se trata de medidas puntuales, con un número finito y limitado de muestras para un proceso con numerosas variables en constante cambio.

$$A/C = (\text{Agua de la mezcla} + \text{Agua humedad áridos} - \text{Absorción agua}) / \text{Cemento}$$

Es importante señalar que para la dosificación de la mezcla de concretos lanzados, tanto para la vía seca como la húmeda, no se recomienda emplear agregado grueso con granulometría superior a 15 mm.

Un ensayo preliminar de los áridos a emplear, el estudio de su granulometría y la dosificación de cemento son muy importantes y se recomiendan para adecuar la mezcla al equipo y sistema empleado (vía seca o vía húmeda). Posteriormente se deberán ajustar estas dosificaciones con los aditivos, tanto en polvo como líquidos, necesarios para el fin deseado (acelerantes, retardadores, estabilizadores, superplastificantes, etc.): rebotes, resistencias, manejabilidad, formación de polvo, impermeabilidad, etc.

Pequeñas variaciones en cualquier material o elemento de la mezcla puede ser de gran impacto en su desempeño final. No es adecuado ni recomendable asumir que se pueda utilizar la dosificación de una mezcla como una receta y aplicarla en cualquier proyecto. Si una mezcla ha funcionado bien en algún caso particular, no puede asumirse que se comportara de manera correcta en otro, ya que lo más probable es que se utilice un proveedor de cemento diferente, que los agregados provengan de otras minas y que los aditivos sean de otras marcas. El comportamiento de la mezcla es función directa, no sólo de la superficie sobre la cual se lanza, sino también de las proporciones de materiales y aditivos usadas en la dosis, y éstas de los resultados de laboratorio y pruebas de campo.

### 8.3.6. Equipos de lanzado

Los equipos de lanzado, incluyendo de la maquinaria de alimentación y los equipos complementarios, estarán en función de las necesidades de la obra, y deberá tenerse en cuenta el alcance de los trabajos para su adecuada selección (vía seca o vía húmeda).

#### 8.3.6.1. Aplicación manual

En el mercado existen equipos de lanzado neumáticos, eléctricos y de diesel; los hay de diferentes tamaños y rendimientos. El rendimiento está en función de método de lanzado que se utilice y van

desde los 0.2 m<sup>3</sup>/hr hasta los 20 m<sup>3</sup>/hr. Los equipos de aplicación manual pueden complementarse con un brazo telescópico y un vehículo portador. El chasis del equipo puede estar montado sobre neumáticos o sobre orugas, según las necesidades de desplazamiento a través de la excavación.

En la selección de los equipos, deberán considerarse también las capacidades de los dispositivos complementarios según el caso. Estos suelen ser:

- Mangueras y conexiones.
- Dosificadoras de mezclas.
- Bandas transportadoras para la alimentación del equipo de lanzado.
- Planta de fabricación de concreto instalada *in situ*, camiones revolvedora o revolvedoras manuales de pequeñas dimensiones.
- Brazos telescópicos y sus vehículos portadores.
- Andamios y/o plataforma de elevación.
- Equipo de seguridad: casco, lentes, botas, mascarilla, guantes, arnés, protección auditiva.
- Accesorios y herramientas: acero de refuerzo como varilla, malla electrosoldada o fibras, anclajes, reglas para emparejar y cortar, alambre, llanas, planas, cucharas, etc.

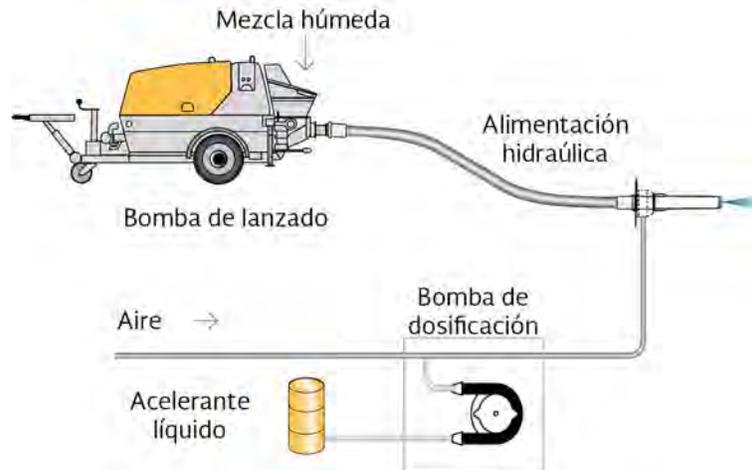


Figura 8.8. Equipo de lanzado por vía húmeda. Tomado de Putzmeister (2011).

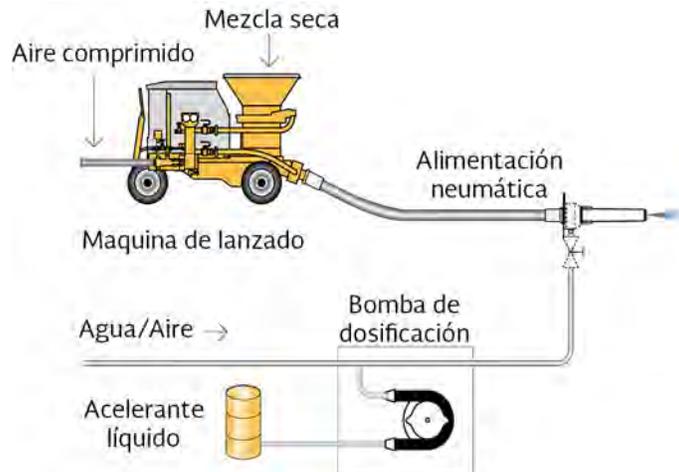


Figura 8.9. Equipo de lanzado por vía húmeda. Tomado de Putzmeister (2011).

### 8.3.6.2. Robots de lanzado

La utilización de equipos robotizados o autónomos es fundamental en la utilización del concreto lanzado, sobre todo cuando las dimensiones del túnel son importantes. Los hay de varios tipos y tamaños, según la necesidad de cada obra. Son recomendables en aplicaciones de grandes volúmenes de concreto, y su uso mejora las condiciones laborales de los trabajadores. Asimismo, los hay para la vía seca y la vía húmeda. Para la selección del equipo adecuado en cada caso particular deberá consultarse al fabricante y tomarse en cuenta factores como el rendimiento estimado de colocación de concreto, el método de aplicación (vía húmeda o vía seca), las condiciones de la excavación, la seguridad, etc.

El uso de robots no necesariamente irá ligado a un incremento en la calidad de los trabajos de lanzado. Es por eso que, para garantizar la calidad del producto colocado, se debe contar con operarios capacitados. Sin embargo, las ventajas que ofrecen estos equipos son de consideración. Entre ellas se pueden mencionar: un mayor rendimiento en la colocación de concreto; ahorro en mano de obra; eliminación de plataformas y andamios durante los trabajos de lanzado (ya que el alcance del brazo robotizado es mayor); disminución del rebote y un importante incremento en la seguridad de los trabajadores ya que el operario puede dirigir la maquinaria desde una posición segura.

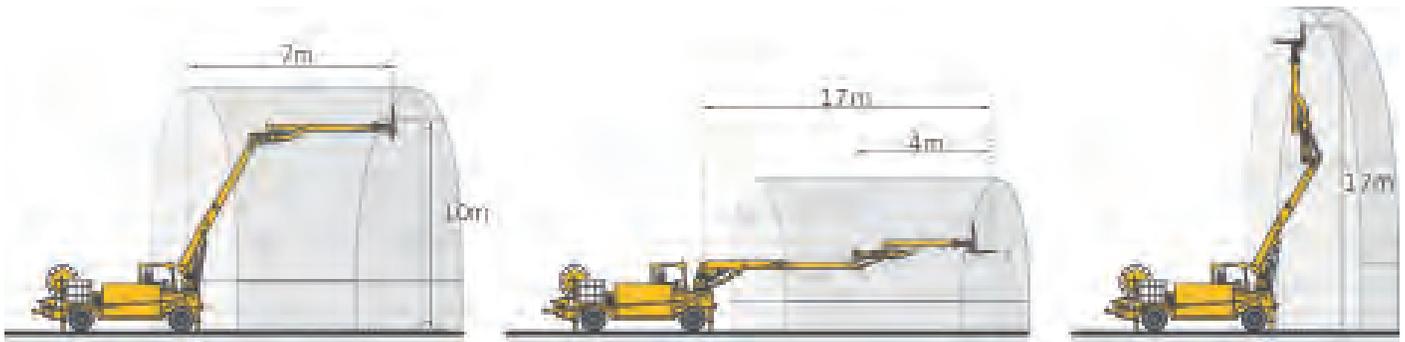


Figura 8.10. Maquinaria autónoma o robotizada. A partir del catálogo de Putzmeister.

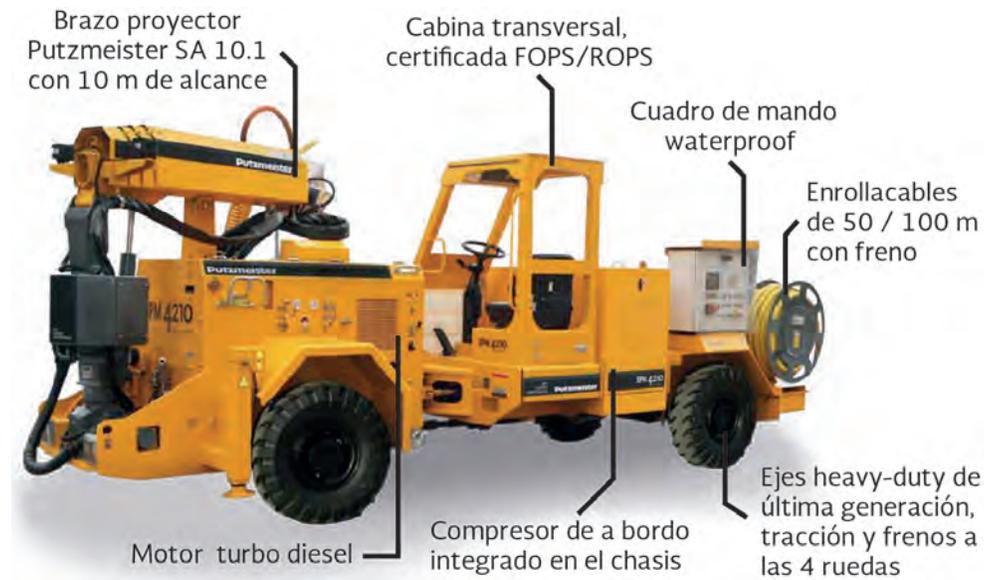


Figura 8.11. Robot de lanzado. Tomado del catálogo de Putzmeister.

## 8.4. ANCLAS TENSADAS Y ANCLAS DE FRICCIÓN

### 8.4.1. Introducción

Es común que se confundan las funciones de los elementos de acero (o algún otro material resistente a la tensión) que se instalan en barrenos durante la excavación de túneles, a los que, en ocasiones, suele llamárseles genéricamente “anclas”.

En párrafos anteriores se han diferenciado los principios de los sistemas de estabilización de los de reforzamiento; aquí convendría señalar las ventajas de llamar anclas o anclajes sólo a aquellos elementos que están fijos al terreno en su extremo profundo y a los que se les aplica una tensión inicial que induce modificaciones al estado de esfuerzos del medio, las que se pretende sean favorables a la estabilidad de la excavación. A diferencia de las anclas tensionadas, los elementos no tensados (pero sí adheridos al terreno en toda su longitud) como las barras corrugadas (pernos, anclas de fricción o bulones) así como los tubos de acero deformados adheridos por medios mecánicos, tienen una función pasiva, es decir, no modifican el campo de esfuerzos en la excavación y sólo al activarse se manifiestan como refuerzo del terreno y mejoran su comportamiento, cuando tienden a generarse movimientos relativos entre bloques o zonas del medio separadas por discontinuidades. Por tal razón la instalación de estas barras (para lograr su función) debe hacerse en un tiempo razonablemente corto después del avance de la excavación.

Las barras de reforzamiento no tensadas y adheridas al terreno en toda su longitud, para fines de este Manual, a partir de ahora se denominarán “anclas de fricción”<sup>1</sup> o “anclas pasivas” y a las tensadas “anclas activas”.

Las anclas (tensadas o de fricción), pueden disponerse en la excavación en tres modalidades; en una se colocan barras puntuales de acuerdo con necesidades específicas de sostenimiento de bloques aislados que tiendan a caer; en otra, el espaciamiento y la dirección se fijan de acuerdo con la orientación de planos de discontinuidad a través de los cuales pudieran deslizar cuñas o bloques potencialmente inestables; en la tercera se siguen patrones de espaciamentos preestablecidos en las dos direcciones (generalmente al tresbolillo) y se les orienta en dirección perpendicular a la superficie excavada y (Figura 8.12).

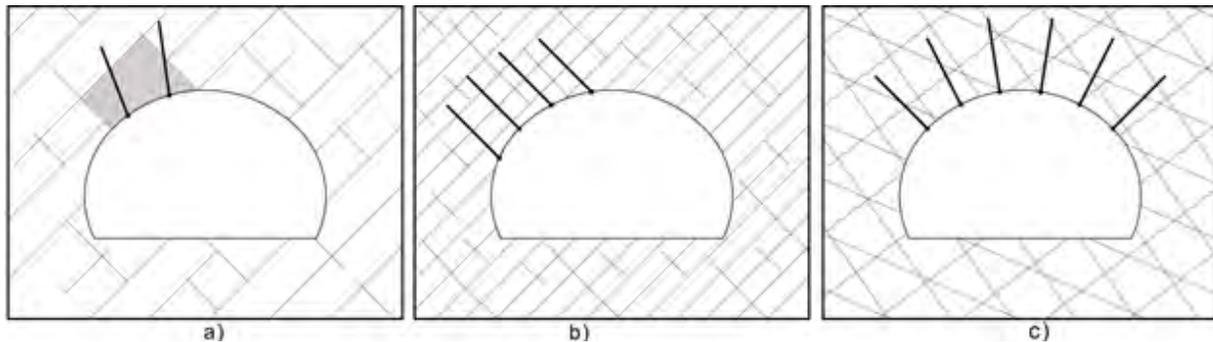


Figura 8.12. Distintos esquemas de anclaje: a) puntual; b) orientado; c) radial.

Es muy importante tomar en cuenta que las anclas de fricción, tienen una función pasiva que puede definirse como de reforzamiento, siempre y cuando, estas deformaciones produzcan apertura de discontinuidades o dislocaciones en el medio acompañados de movimientos relativos entre bloques o zonas discretas del macizo. Por su parte, las anclas tensionadas (o anclas de tensión), aparte de inducir cambios en el estado de esfuerzos de la masa de roca, al ser puestas en tensión, generan una zona de mayor confinamiento, proporcionando un efecto estabilizador ante la tendencia del terreno a deformarse hacia el interior del túnel y además pueden contribuir al reforzamiento de la roca.

<sup>1</sup> En el medio de la ingeniería de túneles en México se ha generalizado el término “anclas de fricción” y, a pesar de que, tal y como se explica en el primer párrafo de esta sección, no constituyen propiamente un sistema de anclaje, se tomará como válido.

El uso de los términos adecuados resulta imprescindible para diferenciar funciones y para evitar confusiones. Por ejemplo, en algunas obras de túneles indebidamente se especifica “dar tensión por medios mecánicos” a las barras de reforzamiento corrugadas que están adheridas en toda su longitud, cuando en realidad se trata de un proceso de apriete, que simplemente mejora la sujeción, pero que no tiene implicaciones mecánicas importantes.

También llega a ocurrir que, cuando la excavación ya se ha estabilizado, se olvide de inyectar las anclas tensionadas para protegerlas contra la corrosión, o que se omita su tensado complementario ante la posible pérdida de esfuerzos. Aquí conviene mencionar que en la excavación de túneles de obras civiles no son muchos los casos en que se utilizan anclas tensionadas, lo que es frecuente en túneles profundos de minería y en la estabilización de taludes; en la mayor parte de excavaciones subterráneas de obras civiles importantes en México se han empleado barras corrugadas adheridas al terreno.

#### **8.4.2. Ventajas de utilización**

En combinación con el concreto lanzado, las barras de anclaje suelen ser uno de los tipos de sostenimiento más habituales en los últimos tiempos. Sin embargo, su utilización deja de ser atractiva cuando los trabajos de perforación para su instalación se dificultan y resultan problemáticos. Este sistema ofrece varias ventajas sobre otras técnicas de sostenimiento de túneles, y son:

- La interacción entre el terreno o macizos rocosos y los anclajes es mucho más rápida y directa que la interacción entre el terreno y otros sistemas de sostenimiento.
- Durante la obra, los procedimientos de perforación, colocación y, cuando aplique, de inyección de los anclajes y lechadas, se pueden mecanizar y hasta automatizar.
- Con este sistema de sostenimiento la sobre-excavación tiene menor impacto.
- Representan un sistema seguro ante el deslizamiento y caída de bloques siempre y cuando las solicitaciones de carga no excedan su límite de resistencia.

#### **8.4.3. Sistema de anclaje por fricción**

Los elementos que componen este sistema de sostenimiento son: las anclas, los componentes químicos encargados de solidarizar los anclajes con el terreno, como son resinas o lechadas de cemento, y las placas de distribución de esfuerzos atornilladas en el extremo expuesto o exterior de cada ancla.

##### **8.4.3.1. Elementos de anclaje**

Los anclajes pasivos más comunes son los que se fabrican con varillas corrugadas de acero de grado 40. Los diámetros más empleados están comprendidos entre los 19 mm (3/4”) y los 31.75 mm (1 1/4”). El extremo de la barra que queda al exterior de la perforación se máquina para darle rosca. Una vez introducido el anclaje, se coloca una placa de distribución que se sujeta con una tuerca para fijarla contra el terreno (Figura 8.13).

Existe otro tipo de anclaje muy similar al descrito en el párrafo anterior, fabricado en fibra de vidrio en lugar de acero de grado 40. El procedimiento de colocación es idéntico al de las varillas de acero corrugado; la diferencia entre un tipo de barra y otra es el uso que se le da. Las barras de acero se utilizan en las paredes laterales y en la bóveda de la sección excavada, mientras que las de fibra de vidrio se usan generalmente para estabilizar el frente de excavación en terrenos inestables. Las barras de fibra de vidrio tienen una resistencia a la tensión muy similar a la que ofrecen las de acero, pero cuentan con una resistencia mucho menor al corte, lo que resulta muy atractivo cuando, una vez estabilizado el frente de excavación, estas anclas pueden ser fácilmente cortadas y puede continuarse con los trabajos de excavación si dañar la maquinaria.

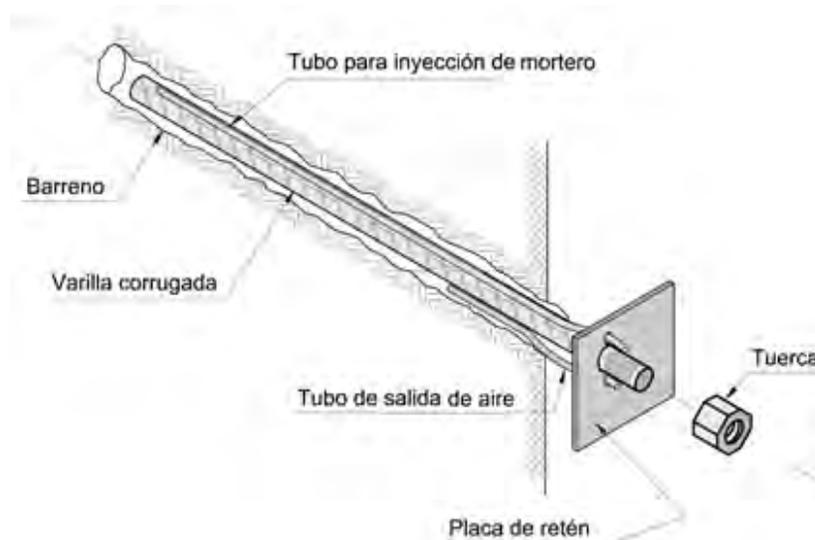


Figura 8.13. Esquema típico de anclaje pasivo con fijación química mediante lechada de cemento.

En los últimos años han comenzado a utilizarse barras auto perforantes, formadas por una barra de acero con una cabeza de perforación que queda perdida. Con este sistema la perforación se hace con la misma barra de anclaje y al mismo tiempo se inyecta la lechada que solidariza al ancla con el terreno. Este sistema es muy recomendable cuando el terreno es de mala calidad.

#### 8.4.3.2. Tipos de fijación

Los tipos de procedimientos utilizados para fijar las barras de anclaje por rozamiento con el terreno pueden clasificarse en dos grandes grupos: químicos y mecánicos.

##### a) Fijación química mediante mortero

Los anclajes de fijación química son los que, para solidarizar la barra con el terreno utilizan un producto que se inyecta en estado líquido y luego se endurece creando una conexión física o superficie de contacto adherente entre el anclaje y el terreno.

El producto químico más utilizado por ser seguro y económico es la lechada de cemento, y suele tener una relación agua/cemento (a/c) del orden de entre 0.4 y 0.5. Cuando se utilice lechada de cemento deberá garantizarse que la mezcla penetre hasta el fondo del barreno y que no queden oquedades a lo largo del cuerpo del anclaje para garantizar una correcta adherencia en toda su longitud del elemento. Para conseguirlo, lo común es introducir una manguera larga, que llegue hasta el fondo del barreno, por la cual se introduce la lechada y una manguera corta por la cual saldrá el fluido una vez que esté llena la cavidad (Figura 8.13).

##### b) Fijación mecánica

En los anclajes de fricción pasivos que se fijan mecánicamente la transmisión de cargas al terreno se logra mediante expansión hidráulica. Existen básicamente dos tipos de anclajes expansivos: el tipo Swellex y los tipo Split-Set. En ambos casos, los anclajes son tubos metálicos huecos y no barras como en el caso anterior, o como en el caso de anclajes con fijación por medios químicos.

Los anclajes tipo Swellex, o anclajes de expansión hidráulica, están formados por tubos metálicos plegados en forma de "U" sobre sí mismos y sellados en su extremo profundo. Su longitud puede alcanzar hasta los 12 metros. El diámetro del tubo antes de su doblado es de 42 mm, y una vez doblado, su diámetro se reduce en torno a los 25-28 mm. Puede ser fácilmente introducido en barrenos de entre 32 y 39 mm de diámetro sin ningún tipo de ayuda mecánica, dando como resultado una instalación relativamente rápida y sencilla. Una vez colocado y en la posición deseada, se le inyecta

agua a una presión de alrededor de 30 MPa para que sus paredes se expandan y se logre así la fijación. En cuanto a la protección contra la corrosión y oxidación, estas características las especifica cada fabricante.

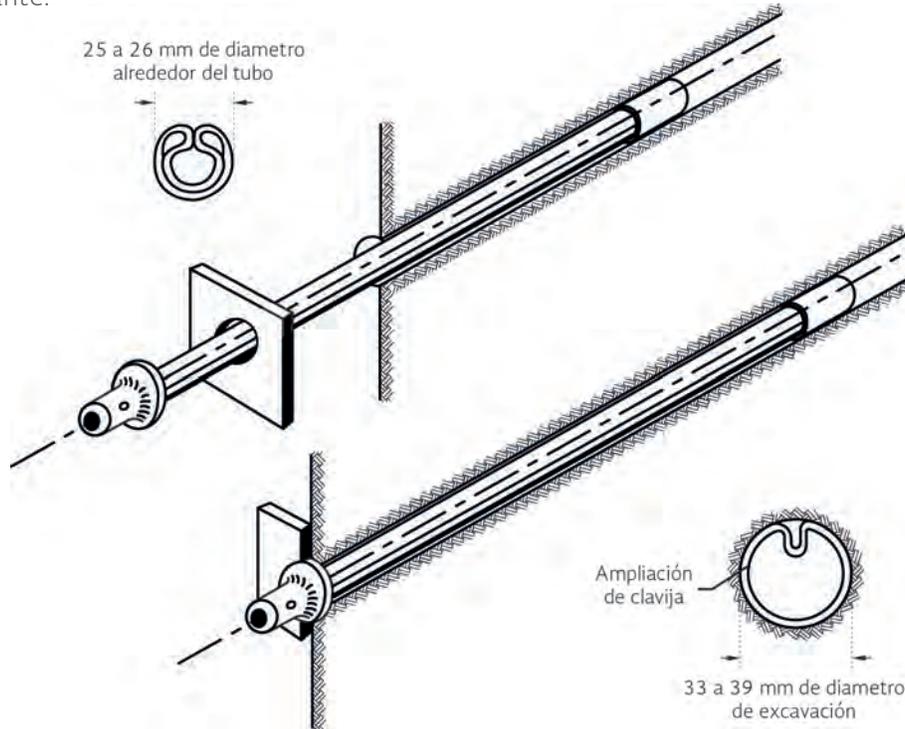


Figura 8.14. Anclajes de fricción tipo Swellex. Tomado de E. Hoek (2000).

Los anclajes o estabilizadores de fricción tipo Split-Set son tubos de diámetro mayor al de la perforación en la que deberá alojarse. Estos tubos tienen una hendidura longitudinal que permite que se deforme mientras es introducido por percusión en el barreno. Así se genera una presión radial entre el tubo y las paredes del terreno y se logra el anclaje. Este tipo de anclaje se considera como temporal y tiene sus limitaciones en cuanto a longitud de anclaje y carga admisible máxima. Lo anterior debe tenerse muy en cuenta en el proyecto.

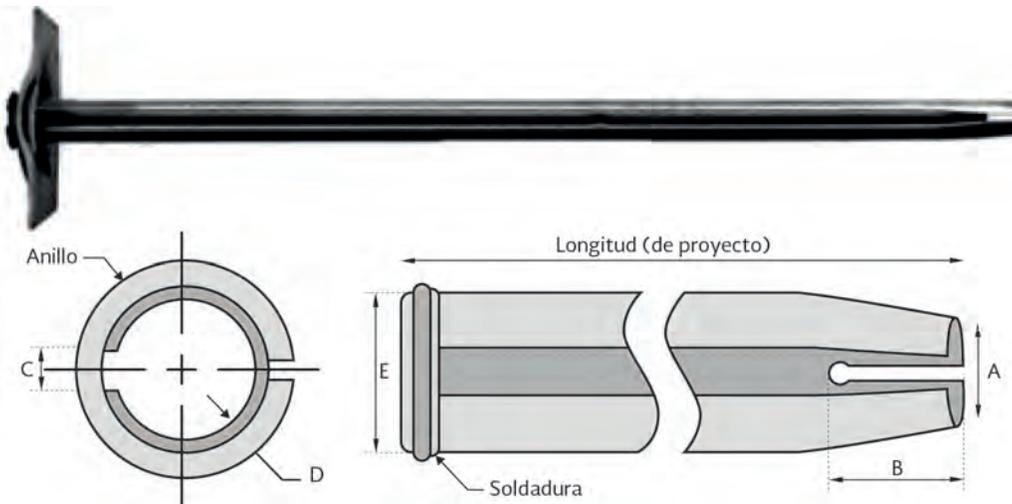


Figura 8.15. Anclajes o estabilizadores de fricción tipo Split-Set. Tomado de Shandong Tongrui Mining Technology Co., LTD.

Este tipo de anclajes son recomendables en rocas de regulares a malas. En rocas intensamente fracturadas y débiles no son recomendables.

#### 8.4.4. Sistemas de anclaje activo

Los anclajes activos más comunes están formados por una cabeza expansiva, un cono que produce la expansión, un asa, una barra lisa, placa de sujeción y tornillo. La cabeza se coloca en el extremo profundo de la barra y el conjunto se introduce en la perforación hecha previamente. Se recomienda que la longitud del barreno sea de al menos 10 cm más largo que la longitud de la barra de anclaje para evitar que el asa se comprima. Una vez en posición, se aplica un torque a la barra para que la cabeza se expanda contra las paredes de la perforación hasta lograr una presión que garantice la transmisión de las cargas de proyecto. En caso de que los anclajes expansivos sean definitivos, deberá inyectarse una lechada de cemento como protección contra la corrosión y la oxidación. Sin embargo, ya que el principio de trabajo de este sistema no es el de adherencia en toda su longitud, las características resistentes de la lechada no deben ser muy rigurosas y basta con que se asegure su durabilidad y sea suficientemente bombeable (aunque no demasiado líquida); una relación agua/cemento de 0.4 a 0.5 sería adecuada (Hoek, 2000). Si las anclas son temporales la inyección de lechada no será necesaria.

Se recomienda la utilización de estos anclajes en rocas duras y no así en rocas blandas muy fracturadas, debido a que se pueden deformar en exceso e incluso romper el terreno. En estos casos es más adecuado emplear anclajes de fijación por medios químicos.

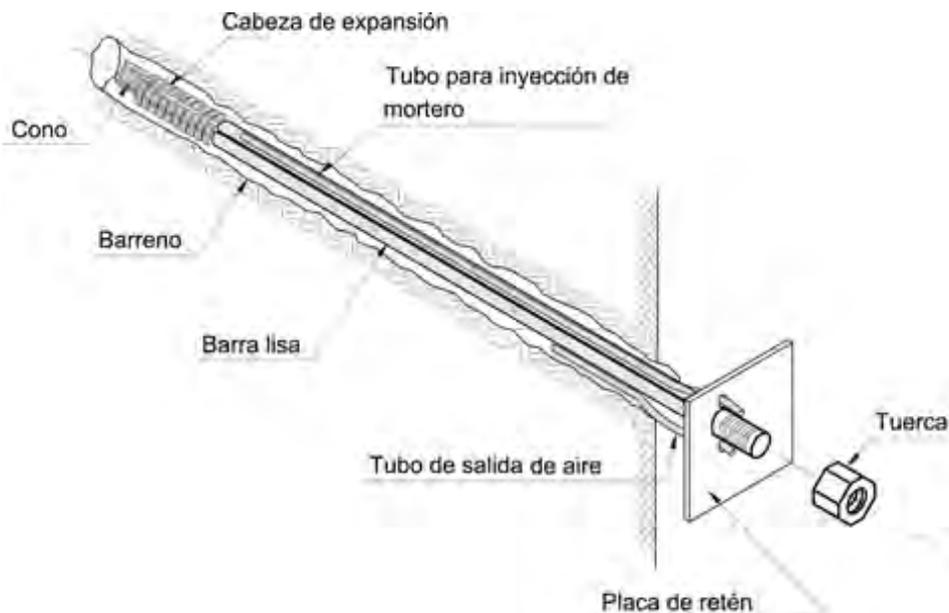


Figura 8.16 . Esquema típico de anclaje mecánico expansivo.

El tensado de las anclas es un proceso que debe realizarse con sumo cuidado ya que, para que el sistema en su conjunto funcione adecuadamente, todos los componentes deben estar alineados y en correcto contacto con el terreno. Cuando el diseño de la excavación requiere de este tipo de sistemas, lo recomendable es no exceder el 70% de la capacidad de la barra a modo de que ésta tenga una reserva de resistencia por si se activa un mecanismo de desplazamientos en el interior del macizo reforzado.

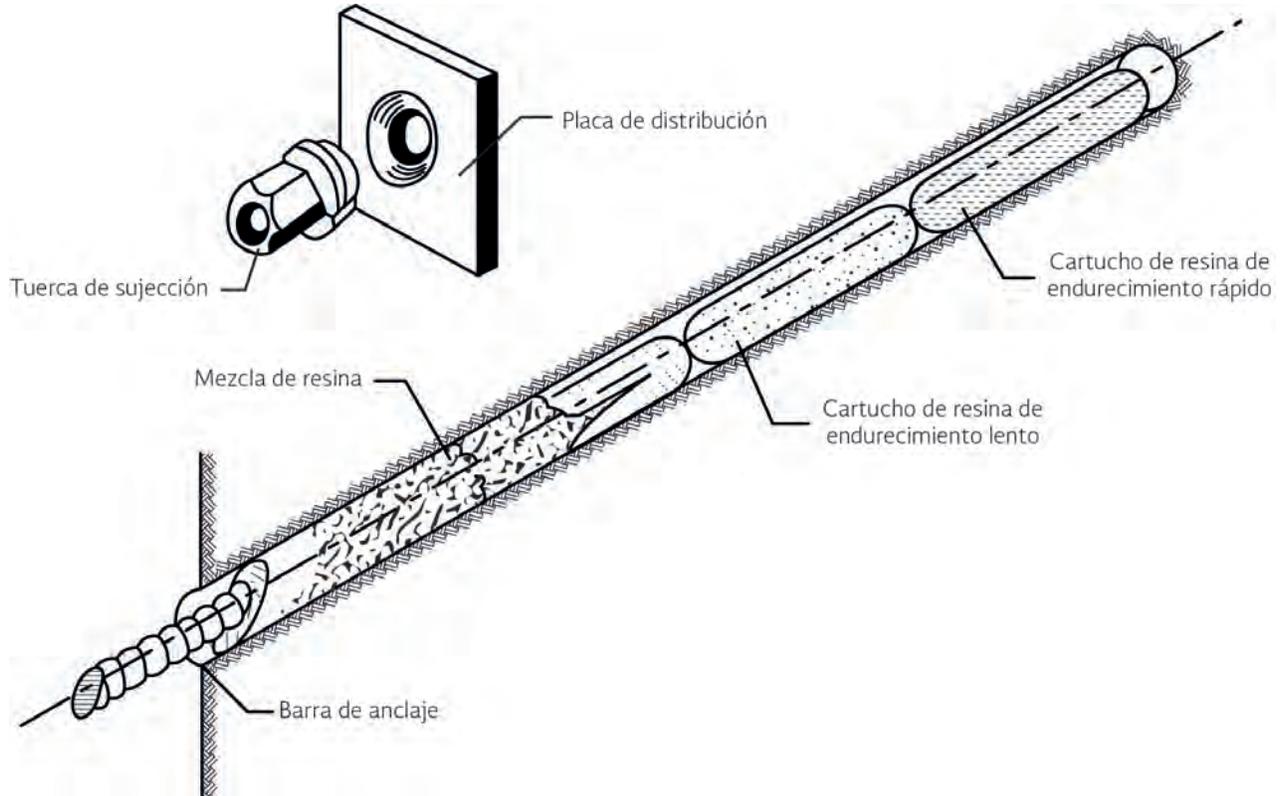
Este tipo de pernos tienen la tendencia a aflojarse cuando se someten a vibraciones (cuando se localizan cercanos a voladuras) o cuando están anclados en roca débil. En estos casos, y cuando es esencial mantener los anclajes en carga, se recomienda la utilización de anclajes químicos con resina.

Esta otra familia de anclajes combina el principio de trabajo activo y fijación química (pasiva). El producto comúnmente utilizado para lograr la conexión entre la barra y terreno es la resina poliéster.

La resina de anclaje típica se introduce en cartuchos divididos en dos cámaras: una que contiene la resina y otra que contiene el catalizador. Los cartuchos se rompen con el propio giro de la barra y entonces se mezclan los componentes, activando la reacción química que produce su endurecimiento.

Hay dos tipos de cartuchos: los de endurecimiento rápido y los de endurecimiento lento. Los rápidos se introducen en el fondo del anclaje y los lentos en el resto de la longitud. Los del fondo harán la función de cabeza de anclaje.

Por lo general, es posible dar la tensión al anclaje pocos minutos después de colocada la barra. Entonces, la resina de endurecimiento lento contribuirá a mantener la fuerza de anclaje, a proteger la barra contra la corrosión y trabajará por fricción si se activa un mecanismo de movimiento.



**Figura 8.17 . Esquema típico de anclaje químico con resina. Tomada de Hoek (2000)**

El costo de los cartuchos de resina suele ser elevado, pero éste se compensa con la facilidad y la rapidez con la que se instalan, reduciendo los tiempos de ejecución.

En algunas rocas arcillosas débiles, la superficie del barreno queda recubierta con una capa de arcilla que provoca que los cartuchos de resina se deslicen y giren durante el proceso de instalación, resultando en que la mezcla entre los componentes no sea adecuada y no se logre que la adherencia entre el anclaje y el terreno sea satisfactoria. En los macizos rocosos muy fracturados, la resina puede filtrarse entre las grietas de la roca circundante antes de fraguar, dejando huecos a lo largo del cuerpo del anclaje. En ambos casos, el uso de lechada de cemento es más adecuado que el uso de resina. Asimismo, debido a las incertidumbres que existen en torno a la resistencia de las resinas ante la agresividad del agua del subsuelo, y por lo tanto de la protección contra la corrosión de las barras de acero, se recomienda que, en el caso de que los anclajes químicos sean definitivos, se utilice lechada de cemento en lugar de resinas.

## 8.4.5. Propiedades de los materiales

### 8.4.5.1. Generales

Las propiedades de la lechada de cemento y las barras de acero corrugado de grado 40 se pueden consultar en los apartados 8.7.1.1 y 8.7.1.2, respectivamente.

### 8.4.5.2. Barras de fibra de vidrio

Las características mecánicas de las barras de refuerzo de fibra de vidrio podrán apegarse a lo que se menciona en las normativas ASTM D 792 y ASTM D 3916. Según estas normativas, las propiedades mecánicas de este material deberán ser las que se muestran en la Tabla 8.5.

Peso específico	1.9 gr/cm <sup>3</sup>
Resistencia a la tensión	750-1000 MPa
Módulo de Elasticidad	40,000 MPa
Resistencia al corte.	>100 MPa
Alargamiento a la rotura	>3%
Contenido de vidrio	70%

Tabla 8.5. Características mecánicas de barras de fibra de vidrio.

### 8.4.5.3. Resinas

En el caso de las resinas, se recomienda acudir directamente con el fabricante para obtener orientación sobre el tipo de resina específico para cada caso y para cada tipo de terreno. Sin embargo, las resinas deben contar con características básicas como son:

- que no contenga disolventes.
- que sea utilizable a bajas temperaturas.
- que el fraguado se produzca sin retracción.
- que cuente con alta resistencia mecánica y de adherencia.
- que sea dura pero no frágil.
- que proporcione protección contra la oxidación y la corrosión de los anclajes.

### 8.4.5.4. Anclas auto-perforantes

De acuerdo con algunos fabricantes, las características de las barras auto-perforantes están comprendidas entre los siguientes valores:

Límite elástico ( $f_y$ )	450-950 MPa
Rotura a tensión ( $F_u$ )	550-1100 MPa
Módulo de Elasticidad ( $E$ )	206,000 MPa

Tabla 8.6. Características mecánicas de barras autopercorantes.

### 8.4.5.5. Pernos tipo Swellex

Las características mecánicas de los aceros en los que se fabrican los pernos tipo Swellex son:

Tipo de acero	S275	S355
Límite elástico ( $f_y$ )	275 MPa	355 MPa
Rotura en tracción ( $F_u$ )	370-510 MPa	470-630 MPa
Módulo de Elasticidad ( $E$ )	206,000 MPa	206,000 MPa

Tabla 8.7. Características mecánicas de los pernos tipo Swellex. Tomadas de la Instrucción EAE, del Ministerio de Fomento, España.

### 8.4.5.6. Pernos tipo Split-Set

Los pernos tipo Split-Set son de acero estructural de grado 60 y sus características mecánicas deberán apearse a lo que se menciona en las normativas ASTM A 607 y ASTM A 1011. Las propiedades mecánicas de estos pernos deberán ser las que se muestran en la Tabla 8.8.

Límite elástico ( $f_y$ )	410 MPa
Rotura a tensión ( $F_u$ )	525 MPa
Módulo de Elasticidad ( $E$ )	206,000 MPa

Tabla 8.8. Propiedades del acero para los pernos Split-set.

En la Tabla 8.9 se muestran algunas propiedades adicionales de estos elementos de acuerdo con la *Split Set Division, Ingersol-Rand Company*.

Tipo de Anclaje Slip-Set	SS-33	SS-39	SS-46
Diámetro nominal recomendado para la perforación.	31 a 33 mm	35 a 38 mm	41 a 45 mm
Capacidad a la ruptura promedio/mínima (tensión)	10.9/7.3 ton	12.7/9.1 ton	16.3/13.6 ton
Anclaje inicial recomendado (toneladas)	2.7 a 5.4 ton	2.7 a 5.4 ton	4.5 a 8.2 ton
Longitud del tubo	0.9 to 2.4 m	0.9 to 3.0 m	0.9 to 3.6 m
Diámetro nominal exterior del tubo	33 mm	39 mm	46 mm
Dimensiones de placas de fijación	150x150 mm	150x150 mm	150x150 mm
	125x125 mm	125x125 mm	
Disponible en acero galvanizado	sí	sí	sí
Disponible en acero inoxidable	no	sí	no

Tabla 8.9. Especificaciones generales de anclajes Split-Set (*Split Set Division, Ingersol-Rand Company*). Tomado de E. Hoek.

## 8.5. MARCOS METÁLICOS

### 8.5.1. Introducción

Desde hace muchas décadas, el sistema más popular de soporte ha sido el de los marcos metálicos. Generalmente se utilizan en túneles de dimensiones medias que normalmente son de sección herradura o portal, excavados en roca poco competente, o en suelos más o menos duros. Pueden utilizarse como sostenimiento durante los trabajos de excavación o como parte del refuerzo definitivo.

Los marcos metálicos generalmente se utilizan como medida de protección provisional en las zonas donde el terreno muestra un peor comportamiento. Para la fabricación de los marcos, en México suelen utilizarse secciones de perfiles de acero tipo IR, aunque cada día es más común encontrar en el mercado perfiles tipo TH (los cuales se explican más adelante); en otros países son más comunes los perfiles H. La estructura de los marcos se fabrica mediante el acoplamiento de tramos rectos o rolados de perfiles estructurales comerciales para formar la sección completa (Figura 8.19). Las conexiones entre tramos pueden ser soldadas o atornilladas, siendo más comunes estas últimas. En la base, los marcos suelen conectarse a una rastra, típicamente formada por dos perfiles, soldados entre sí mediante placas. Estos elementos se colocan con el fin de distribuir adecuadamente la descarga de los marcos al terreno (Figura 8.18). La separación más común entre marcos suele estar comprendida entre los 1.0 y 1.5 m, pero es importante señalar que esta distancia está en función de las condiciones geotécnicas del terreno a sostener.

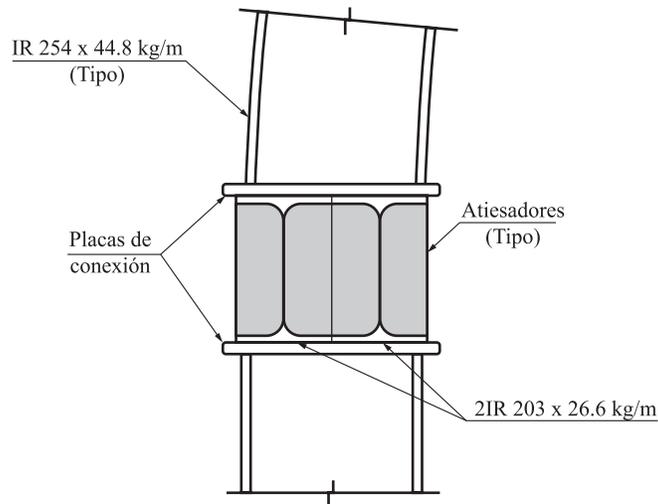


Figura 8.18. Esquema típico de rastras formadas por dos perfiles metálicos IR 203.

## 8.5.2. Tipologías y consideraciones de diseño

### 8.5.2.1. Perfiles estructurales tradicionales

Comúnmente los marcos están formados por perfiles de acero laminados en caliente, de peralte y sección que varían según la naturaleza del terreno y la excavación. Deben ser estructuras abiertas, sin puntales que unan las bases de las columnas en sentido transversal a la excavación, para evitar obstruir la circulación de la maquinaria y de los trabajadores con el correspondiente riesgo de accidentes.

Para que los marcos sean eficientes y ayuden a retrasar y limitar las deformaciones del terreno, sus elementos deberán estar firmemente colocados contra este. Su diseño podrá efectuarse por métodos convencionales en los que las cargas consideradas se modelan actuando en el plano vertical de los elementos resistentes (eje resistente principal), o a modo de cargas activas del terreno cuando éste no ha terminado su proceso de relajación. Actualmente pueden realizarse aproximaciones tridimensionales más avanzadas que incluyan el efecto del procedimiento constructivo, así como cargas asimétricas, excéntricas o irregulares, apegándose más a la realidad. En el modelo de cálculo deberán tomarse en cuenta las propiedades elásticas y resistentes de los distintos materiales, así como las propiedades geométricas de las secciones utilizadas en el análisis.

Las condiciones de apoyo que deberán asignarse al sistema estructural serán de tipo articulado (sin capacidad de asumir esfuerzos de flexión), liberando también la capacidad para resistir reacciones horizontales en la base de ambas columnas. Además, los apoyos nunca deberán de ser rígidos, sino mediante resortes cuyo módulo de reacción se calcule a partir del módulo de las propiedades elásticas del medio. El sistema será estable debido a que está confinado por el terreno, que restringe su deslizamiento lateral.

Para ser congruentes con la clasificación del apartado 8.2.3, y con la forma en que se diseñan, debe considerarse que los marcos sí tienen la función de un verdadero soporte estructural; por lo tanto, es importante analizar las situaciones inconvenientes que suelen presentarse y que limitan esta función:

- a) Debe evitarse el uso de perfiles I Estándar (IE) ya que poseen una rigidez en el sentido longitudinal (Ely) considerablemente menor a la del plano transversal al eje del túnel (Eix), lo cual los hace muy susceptibles al pandeo lateral; en los perfiles I Rectangular o IR esta característica es menos marcada y por tanto tienen un mejor desempeño; actualmente, en México, comienzan a fabricarse de forma comercial perfiles tipo H para túneles, que cuentan con la misma rigidez en ambos sentidos.

- b) En ocasiones, los marcos ya colocados no se encuentran contenidos en un plano, debido a los alabeos laterales que ocurren en el transporte o durante el rolado para dar la forma en curva de la excavación; o bien se alojan en planos que no son verticales por deficiencias de colocación; en cualquier caso, resulta mermada su capacidad de soporte ante cargas verticales.
- c) En un buen número de casos, los marcos ya colocados no logran un contacto adecuado con el terreno (particularmente en la clave), y en otros casos carecen de un apoyo bueno en las patas que les permita transmitir las cargas verticales al piso, con lo que su acción como soporte se desvirtúa.
- d) Generalmente los marcos cuentan con un apoyo en el piso que no constituye un empotramiento, y en ocasiones ni siquiera un apoyo fijo, lo que ocasiona que lleguen a tener una capacidad muy limitada o nula para resistir fuerzas horizontales.
- e) La colocación de los marcos, en algunas ocasiones, se realiza extemporáneamente, cuando ya ocurrió el aflojamiento del terreno, por lo que su función estructural llega a ser nula, sólo proporcionando un efecto psicológico de seguridad.
- f) Se ignora o se minimiza la importancia de la interconexión estructural entre marcos en el sentido longitudinal, y esto llega a conducir a que se fijen espaciamientos que resultan ineficientes; se pierde de vista que algunas de las principales cargas que deben resistir son las de aflojamiento de la bóveda o las debidas a alguna cuña o bloque inestable, que se generan tanto transversal como longitudinalmente al eje del túnel y que, por tanto, los espaciamientos entre marcos mayores de un cierto límite impiden una función estructural aceptable. Asimismo, la unión entre marcos contiguos colocados a separaciones razonables ayuda a mejorar el comportamiento de los perfiles estructurales de los marcos ya que al reducir la longitud de pandeo del patín a compresión se aumenta la capacidad a flexión, reduciendo el peralte necesario de la sección y, por lo tanto, su peso.

En la Figura 8.19 se muestran dos esquemas distintos para la configuración de un sistema de marcos metálicos: a) marcos contruidos por segmentos rectos de perfil estructural y arriostrados longitudinalmente; b) marcos contruidos por segmentos curvos de perfil estructural, con menor espaciamiento que el anterior y sin arriostramiento longitudinal. En ambas configuraciones la sección está separada en dos partes: media sección superior y banqueo. Aunque llega a hacerse, no es común que un túnel de carretera en material de mala calidad (que implique el uso de marcos metálicos) se excave a sección completa. Por eso, la parte de los marcos que soporta la bóveda de la media sección, suele apoyarse en algún elemento estructural que contribuya a repartir mejor las cargas al terreno y proporcione mayor estabilidad al conjunto a la hora de excavar la parte baja.

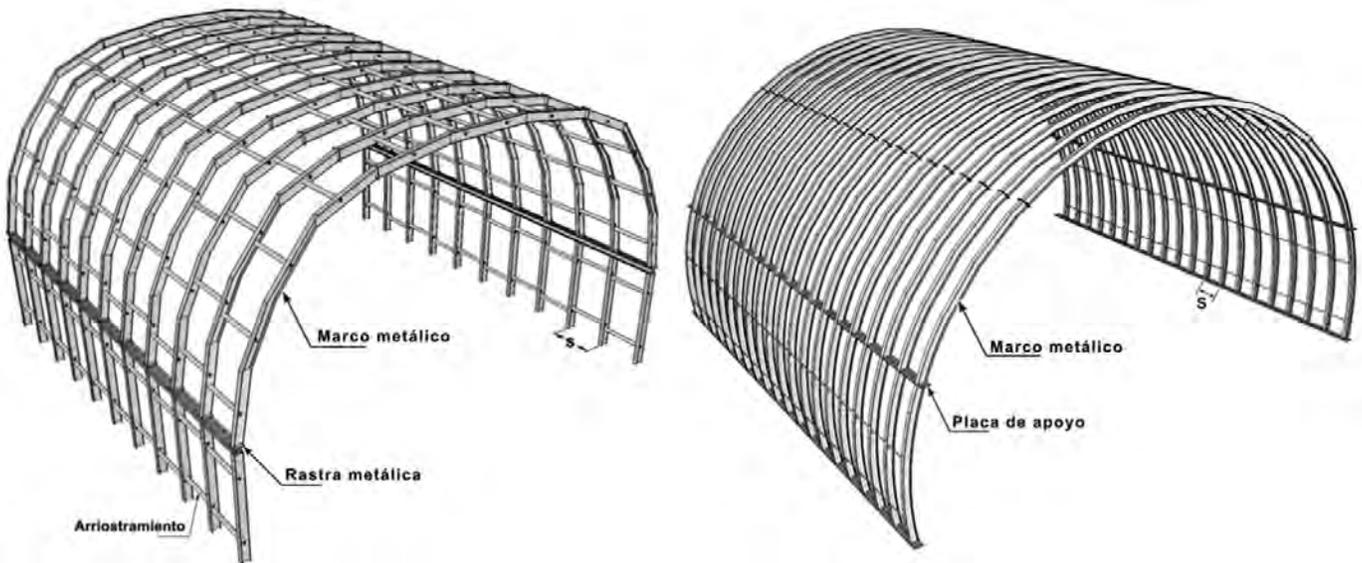


Figura 8.19. Configuraciones de sistemas de marcos metálicos para túneles convencionales de carretera.

Los marcos metálicos también suelen utilizarse para construir estructuras de emboquille o emportalamiento, con fines de seguridad. En estos casos, se complementan con concreto colado y para ello es necesario colar cimbras y contracimbras apoyadas en la propia estructura de marcos.

Para adaptar los perfiles metálicos a la forma de la excavación, éstos pueden rolarse en frío. Los perfiles se fabrican en longitudes que son determinadas por los fabricantes, siendo comunes los tramos de 12,2 m. Siempre hay que conectar tramos para adaptar el marco a la geometría de la excavación, por lo que el proyectista debe definir la geometría de dichos segmentos y los tipos de conexión. Las conexiones pueden ser soldadas o atornilladas y deberán ser diseñadas para resistir los esfuerzos de cálculo.



**Figura 8.20. Túnel falso para la obra de desfogue construido con marcos metálicos de viguetas laminadas en caliente y conectadas mediante soldadura. P.H. La Yesca. Nayarit, México. Fuente Comisión Federal de Electricidad (CFE).**

Es una práctica común la colocación de láminas de madera o metálicas en los espacios entre los marcos. Esto resulta ser una buena solución para realizar la excavación con mayor seguridad. En rocas muy fragmentadas y en secciones muy sobre excavadas, cuando los marcos metálicos están ligados adecuadamente, y con madera o láminas colocadas entre los espacios entre ellos, pueden quedar fuera de contacto con el terreno en algunas partes, pero aun así cumplir con su función de “escudo protector”.

Este tipo de sostenimiento, como cualquier otro, tiene ventajas y desventajas. A continuación se mencionan las más representativas:

Ventajas	Desventajas
Son capaces de soportar cargas considerables de tensión y de compresión.	Suele ser un material más caro. Aunque cuando se implementa eficientemente puede reducir los costos de ejecución de la obra.
Los defectos en la fabricación y de montaje de perfiles metálicos suelen ser fácilmente detectables.	Es más sensible a la corrosión que otros materiales, por lo que debe ser tratado para controlar su durabilidad.
Pueden utilizarse en construcción compuesta, trabajando en conjunto con concreto lanzado o colado <i>in situ</i> .	La producción y el precio del acero están en función de factores económicos globales.
De fabricación rápida y, utilizando la maquinaria adecuada, el montaje puede ser eficiente y sencillo.	Por lo general el costo de transportación es elevado

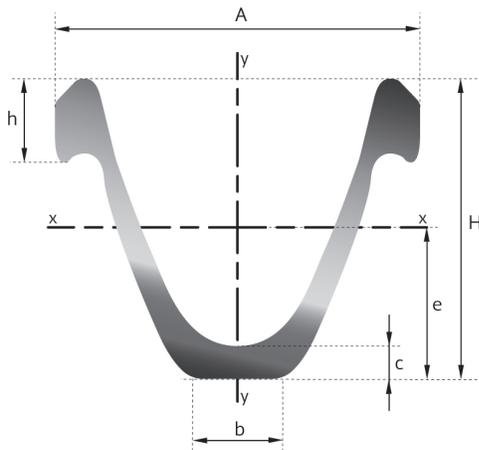
**Tabla 8.10. Ventajas y desventajas del sostenimiento mediante marcos metálicos.**

### 8.5.2.2. Perfiles TH

Aunque son comunes en Europa desde hace décadas, los perfiles TH fueron introducidos en México hasta el año 2008 aproximadamente. Se trata de perfiles cuya sección resistente se asemeja a la letra griega Ω, por lo que también son conocidos bajo el nombre de Marcos Omega (Figura 8.21). El nombre “TH” se debe a los ingenieros Toussaint y Heintzmann quienes los inventaron en 1932 como parte de las tecnologías que en aquel entonces se desarrollaban para soportar túneles sometidos a grandes deformaciones diferidas en el tiempo (fluencia lenta o *squeezing*). En aquel entonces ya se tenía clara la idea, al menos como principio, que ante este tipo de fenómenos, resultaba menos costoso permitir cierta cedencia de los elementos de soporte, que pretender contener las deformaciones mediante elementos muy rígidos. Años más tarde se acuñarían los términos “principio de cedencia” (*yielding principle*) y su contraparte, el “principio de resistencia” (*resistance principle*) y toda una colección de criterios y métodos de diseño para ambos conceptos.

Los perfiles TH tienen una sección tal que permiten su traslape y además, cuentan con dispositivos de conexión deslizantes que unen los segmentos y permiten el corrimiento entre estos, de tal forma que el marco puede “acompañar” la deformación del terreno hasta niveles importantes sin perder su capacidad portante (Figura 8.22).

#### Tipos de Perfiles Ω N



Datos técnicos		Ω N-16.5	Ω N-21	Ω N-29	Ω N-36
Peso	P (Kg/m)	16.5	21	29	36
Sección	S (cm <sup>2</sup> )	21	27	37	46
Dimensiones	A (mm)	106	127	150	171
	b (mm)	31	35	44	51
	H (mm)	90	108	124	138
	h (mm)	26	30	21	35.5
	e (mm)	44	54	58	67
Características	I <sub>xx</sub> (cm <sup>2</sup> )	186	341	616	969
	W <sub>xx</sub> (cm <sup>2</sup> )	40	61	94	136
	I <sub>yy</sub> (cm <sup>2</sup> )	223	398	775	1265
	W <sub>yy</sub> (cm <sup>2</sup> )	42	64	103	148
Radio mínimo de curvado	R (m)	0.9	1.1	1.2	1.6

	Límite elástico	Resistencia a la tracción	Alargamiento	Resistencia (DVM) promedio
TE-31 Mn 4 S/DIN 21544	Kp/mm <sup>2</sup> ≥34	Kp/mm <sup>2</sup> ≥55	% ≥18	j 18

Figura 8.21. Características geométricas y propiedades de los perfiles TH. Tomado del catálogo de TEDESA.



Figura 8.22. Detalle de la conexión deslizante. Tomado del catálogo de TEDESA.

Evidentemente las conexiones deslizantes tienen un costo importante por lo que cuando en el túnel no se esperan grandes deformaciones y por tanto no se diseña mediante el principio de cedencia, es posible utilizar conexiones más económicas como las conocidas como “grapas”. Estas piezas se limitan a sujetar los segmentos y por lo general no se les permite que deslicen (Figura 8.23). Están formadas por una placa de acero, una barra doblada a modo de candado y con rosca en los extremos y dos tuercas.

Las grapas, al igual que las conexiones deslizantes permiten ajustar el desarrollo del marco y adaptarlo mejor al contorno excavado.



Figura 8.23. Detalle de conexión mediante grapas.

### 8.5.2.3. Marcos de celosía

Los marcos de celosía están compuestos por armaduras tridimensionales normalmente constituidas por tres o cuatro barras principales conectadas por elementos rigidizadores. Han sido empleadas en el mundo desde finales de los años 70's y en algunos países incluso han desplazado a los marcos metálicos en un buen número de casos, cuando las condiciones de la roca no son muy desfavorables.



Figura 8.24. Armaduras para marcos de celosía: ejemplo con 3 y con 4 barras principales.

Las armaduras se fijan fácilmente al contorno excavado y por su flexibilidad se adaptan muy bien a éste. Una vez colocadas se recubren con concreto lanzado y forman una especie de “costilla” cuya función es recibir cargas, pero a la vez pueden acompañar las deformaciones del túnel hasta cierto nivel, constituyendo una especie de armadura de refuerzo a lo largo del túnel que, según

los promotores de este método, provee a la excavación de un adecuado equilibrio entre soporte y consumo de concreto.

Las principales ventajas de este sistema son:

- Instalación sencilla y rápida
- Facilidad para ser instaladas muy cerca del frente
- Alta capacidad para trabajar a flexión
- Las dimensiones y características pueden ser ajustadas por el fabricante de acuerdo con las especificaciones del proyecto
- Reducen de manera importante la cantidad de acero para soporte mientras que proporcionan un nivel adecuado de estabilidad, en condiciones de roca no muy desfavorables
- Su transportación es mucho más sencilla y barata que la de los marcos de acero
- En los casos en los que la sección de excavación es muy grande y los marcos metálicos convencionales dejan de ser una opción viable, pueden constituir una solución interesante

Cuando se selecciona este sistema hay que tener en cuenta que por lo general toma algunas semanas para que el proveedor suministre las piezas, a menos que el constructor elija la opción de fabricarlas por su propia cuenta a pie de obra. Además, hay que considerar un consumo adicional de concreto lanzado.

### 8.5.3. Otras tipologías

Un nuevo desarrollo de marcos metálicos tubulares recientemente está tomando auge en Europa y según sus promotores, ha proporcionado nuevas opciones estructuralmente satisfactorias para el soporte de túneles excavados convencionalmente, ya que permite una buena flexibilidad en el diseño y ofrece una interesante rentabilidad en la construcción, eliminando al mismo tiempo la mayor parte de los inconvenientes prácticos que eran propios de los tradicionales marcos metálicos conformados con perfiles laminados (Perri y Zenti, 2012). Se trata de perfiles tubulares que luego de ensamblados y colocados en obra, se rellenan de concreto dando lugar finalmente a un elemento estructuralmente eficiente. Según Perri y Zenti (2012), los perfiles tradicionales abiertos, aunque tengan buena forma y buenas propiedades mecánicas, pueden mostrar limitaciones debido al hecho que las propiedades estáticas son fuertemente penalizadas para las sollicitaciones que se desarrollan en un plano diferente al teórico previsto, lo cual en la práctica de la construcción de túneles es una situación muy frecuente. Por el contrario, un perfil circular cerrado, cual es el tubular, se caracteriza por poseer una sección con simetría axial completa, lo que asegura a la sección resistente la capacidad de hacerse cargo de las cargas axiales y excéntricas que actúan en cualquier dirección respecto a la sección del túnel. En el artículo se describe esta tecnología, sus peculiaridades prácticas de fabricación y de instalación dentro del túnel, sus principios conceptuales y algunos de sus resultados experimentales.



Figura 8.25. Marcos tubulares. Tomado de Perri y Zenti, 2012.

### 8.5.4. Propiedades de los materiales

#### 8.5.4.1. Perfiles estructurales

Según el Manual AHMSA, el acero ASTM A-36 (NOM-B-254) ha sido, hasta hace poco tiempo en México, el principal tipo de acero para estructuras. Tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 36 ksi (2530 kg/cm<sup>2</sup>), y un esfuerzo de ruptura en tensión de 58 ksi (4080kg/cm<sup>2</sup>). Una gran variedad de tamaños y tipos de perfiles laminados y placas están disponibles en esta calidad de acero, aunque el esfuerzo de fluencia mínimo especificado disminuye a 32 ksi (2250 kg/cm<sup>2</sup>) para placas hasta de 200mm (8 pulgadas) de espesor.

Otro tipo de acero estructural utilizado habitualmente en la construcción en acero es el ASTM A588. Tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 50 ksi (3515 kg/cm<sup>2</sup>), y un esfuerzo de ruptura en tensión de 70 ksi (4920 kg/cm<sup>2</sup>). Lo anterior aplica a todos los perfiles estructurales y a placas de 100 mm (4 pulgadas) y menores.

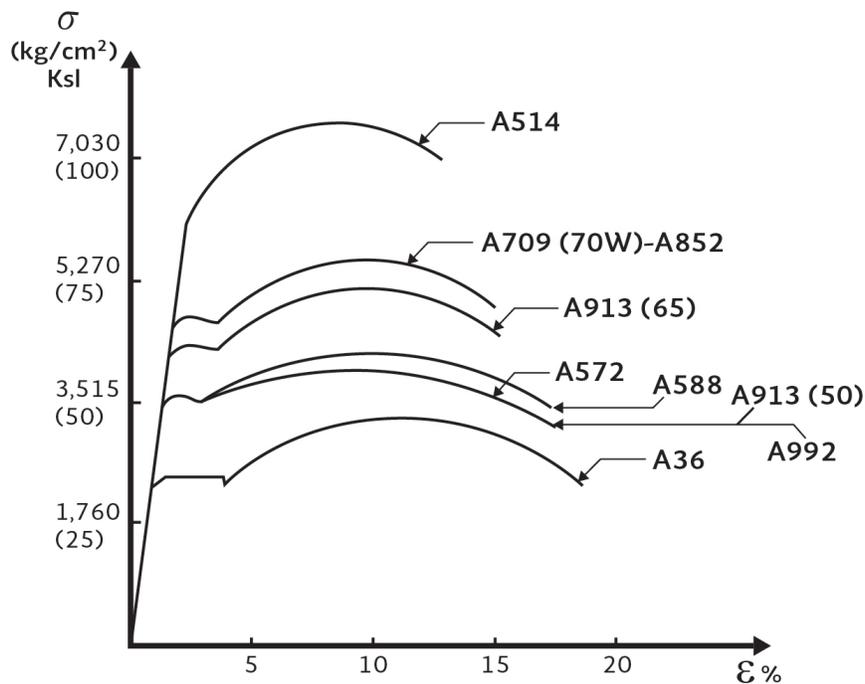


Figura 8.26. Gráfica de esfuerzo-deformación para varios tipos de acero estructural. Manual AHMSA 2013.

En la tabla 8.11 se muestran las características de los aceros convencionales que se incluyen el Manual de diseño para la fabricación de perfiles utilizados en la construcción con acero, de Altos Hornos de México.

Por otra parte, en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de acero para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-RCDF), se mencionan una serie de calidades de acero permitidos para el diseño y la construcción de estructuras metálicas. En ella se incluyen la nomenclatura de cada tipo de acero, su esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , y su esfuerzo de ruptura o último,  $F_u$ , como se muestra en la Figura 8.27.

Tipo de acero	Normas		F <sub>y</sub> <sup>b</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> <sup>b</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	Formas	Usos principales	Composición química <sup>a</sup> . (%)						Resistencia relativa a la corrosión respecto al acero común
	NOM	ASTM					C máx	Mn máx	Si	S máx	P máx	Otros	
A I C a r r e t e r a	B-254	A-36	2 530	4 080 - 5 620	Placas, barras y perfiles	Construcción soldada, atornillada y remachada; fines estructurales en general.	0.26 - 0.29 <sup>b</sup>	0.60 - 1.20	0 y 0.15-0.3	0.05	0.04	C <sub>u</sub> =0 C <sub>u</sub> =0.20	1 2
	B-177	A-53	2 460	4 220 min	Tubos con o sin costura	Similar al acero A36 (NOM B-254) para aplicaciones en estructuras a base de tubos, etc.	0.30	1.20	---	0.05	0.04	---	---
	B-199	A-500	2 320 - 3 235 <sup>c</sup>	3 165 - 1 080 <sup>c</sup>	Tubos formados en frío sin costura o soldados de sección cuadrada, rectangular o de otras formas	Similar al acero A36 (NOM B-254).	---	---	---	---	---	---	---
	B-200	A-501	2 530	4 080	Tubos sin costura o soldados formados en caliente, redondos, cuadrados, rectangulares o de forma especial	Similar al acero A36 (NOM B-254).	0.26	---	---	0.05	0.04	C <sub>u</sub> =0 C <sub>u</sub> =0.20	1 2
	B-99	A-529	2 950	4 220 - 5 975	Placas y barras con espesor máximo de 13mm	Similar al acero A36 (NOM B-254).	---	---	---	---	---	---	---
	B-347	A-570	2 110 - 3 520	3 445 - 4 570	Lámina	Miembros construidos con perfiles de acero formados en frío para edificios.	0.25	0.90 - 1.35 <sup>c</sup>	---	0.05	0.04	C <sub>u</sub> =0.20	---

Tabla 8.11. Características de los aceros convencionales. Manual AHMSA 2013.

Nomenclatura		F <sub>y</sub> <sup>(3)</sup>		F <sub>u</sub> <sup>(4)</sup>			
NMX <sup>1</sup>	ASTM <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>		
B-254	A36	250	2 530	400 a	4 080 a		
				550	5 620		
B-99	A529	290	2 950	414 a	4 220 a		
				585	5 975		
B-282	A242	290	2 950	435	4 430		
		320	3 235	460	4 710		
		345	3 515	485	4 920		
		290	2 950	414	4 220		
B-284	A572	345	3 515	450	4 570		
		414	4 220	515	5 270		
		450	4 570	550	5 620		
				450 a	4 570 a		
	A992	345	3 515	620	6 330		
B-177	A53	240	2 460	414	4 220		
B-199	A500 <sup>(5)</sup>	320	3 235	430	4 360		
B-200	A501	250	2 530	400	4 080		
				345 <sup>(6)</sup>	3 515 <sup>(6)</sup>	483 <sup>(6)</sup>	4 920 <sup>(6)</sup>
				345 a	3 515 a	448 a	1 570 a
		483 <sup>(7)</sup>	4 920 <sup>(7)</sup>	620 <sup>(7)</sup>	6 330 <sup>(7)</sup>		

Figura 8.27. Nomenclatura, F<sub>y</sub> y F<sub>u</sub> de aceros estructurales. NTC para diseño y construcción de estructuras metálicas (RCDF).

Se recomienda que los materiales utilizados en el cálculo y construcción de los sostenimientos para túneles con marcos metálicos se ajusten a los mencionados en este apartado.

En cuanto a los perfiles TH, el Manual AHMSA define las especificaciones de los aceros de acuerdo con la Tabla 8.12. Luego, en la se muestra la composición química y las propiedades de dichos aceros.

Los perfiles estructurales son producidos conforme a las siguientes normas y especificacionesASTM:	
ASTM A6	Especificación general para dimensiones y tolerancias.
ASTM A992	Acero calidad estructural, cuya relación límite elástico / última tensión, deberá ser menor o igual que 0.85 y el carbón equivalente de 0.45 máx.
Grado Dual A36/A572 50	Acero calidad estructural de alta resistencia y baja aleación de 50 KSI mínimo de límite elástico y 65-80 KSI de resistencia a la tensión.
TH-29 PFL	Acero para perfil estructural TH-29 usado en Arcos Cedentes en la minería (grado interno AHMSA).

Tabla 8.12. Especificaciones de los Arcos Cedentes para Minas. Tomado del Manual AHMSA.

Por su parte los marcos de celosía y los tubulares, no están estandarizados ya que se trata de sistemas no establecidos comercialmente en México, por lo que sus especificaciones deberán obedecer a los materiales seleccionados en cada caso.

Propiedades mecánicas y composición química	TH-29 PFL	ASTM A992	Grado dual ASTM A36/A572 50
Límite elástico (KSI)	350 Mpa	50 - 65	50 (mín)
Res. a la tensión (KSI)	550 Mpa	65 (mín)	65 - 80
% elongación en 8"	18 mín	18 (mín)	20 (mín)
% elongación en 2"	-	21 (mín)	23 (mín)
% Carbono	0.15 - 0.36	0.23 (máx)	0.22 (máx)
% Manganeso	0.80 - 1.10	0.50 - 1.60	0.50 - 1.20
% Fósforo	0.045 (máx)	0.035 (máx)	0.040 (máx)
% Azufre	0.045 (máx)	0.045 (máx)	0.050 (máx)
% Silicio	0.20 - 0.50	0.40 (máx)	0.40 (máx)
% Niobio o Columbion	-	0.05 (máx)	0.005 - 0.05
% Cobre	-	*	*

Nota\*: Cobre= 0.20% mínimo, cuando sea requerido

Tabla 8.13. Composición química y propiedades de los aceros para perfiles TH. Tomado del Manual AHMSA.

### 8.5.4.2. Conexiones

#### a) Generalidades

Como se ha mencionado antes, las conexiones de los elementos que dan forma a los marcos metálicos pueden ser soldadas o atornilladas. Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, estas deberán ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y por conectores (soldaduras, tornillos o remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

- Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño
- Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible, se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que

se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 50 kN (5,000 kg). El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión es de dos. Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras pueden ser los permitidos en las secciones 5.2.5 y 5.2.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Asimismo, en dicha norma se recomienda tener en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan de la situación en la que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

## b) Soldaduras

El tipo de soldadura más común, aplicable en la construcción de estructuras de acero, es la soldadura por fusión. El proceso más habitual para lograr dicha fusión es el de arco eléctrico con electrodo metálico. La aplicación puede ser manual, semiautomática o automática.

Según la sección 5.2.2. NTC-RCDF, se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base.

En esa misma sección se menciona que para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Por ejemplo, las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX\*, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 331 y 365 MPa (3 400 y 3 700 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente, y de ruptura en tensión de 412 y 481 MPa (4 200 y 4 900 kg/cm<sup>2</sup>), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2 530 y 4 080 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente.

(\*) Los dos o tres primeros dígitos que siguen a la letra E en la notación AWS (por ejemplo 70 en E70XX) indican la resistencia a la ruptura en tensión del metal depositado por el electrodo, en Kips/pulg<sup>2</sup>.

Para las uniones de estructuras metálicas se consideran cuatro tipos de soldadura:

- Soldaduras de filete: Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- Soldaduras de penetración: Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- Soldaduras de tapón y ranura: Se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

Los tipos de soldaduras más habituales para la construcción de marcos metálicos de sostenimiento de túneles son las soldaduras de filete y las de penetración.

Las dimensiones efectivas de las soldaduras (tamaño efectivo de la garganta), los tamaños mínimos de las soldaduras de penetración parcial y de filete, así como las resistencias de diseño y posiciones de aplicación, deberán apegarse a las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

La simbología de las soldaduras utilizada en el proyecto deberá ajustarse a lo recomendado en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-111-1986.

Tipos de soldaduras y forma de trabajo	Material	Factor de resistencia $F_R$	Resistencia nominal $F_{MB}$ ó $F_S$	Requisitos del metal de aportación <sup>2, 3</sup>
<b>a) Soldaduras de penetración completa<sup>4</sup></b>				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	$F_Y$	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.
Compresión normal al área efectiva				
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base	0.90	$F_Y$	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
Cortante en el área efectiva	Metal base Soldadura	0.90 0.80	$0.60 F_Y$ $0.60 F_{EXX}$	
<b>b) Soldaduras de penetración parcial<sup>4</sup></b>				
Tensión normal al área efectiva	Metal base Soldadura	0.90 0.80	$F_Y$ $0.60 F_{EXX}$	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	$F_Y$	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura <sup>5</sup>				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base Soldadura	0.75	<sup>6</sup> $0.60 F_{EXX}$	
<b>c) Soldaduras de filete<sup>4</sup></b>				
Cortante en el área efectiva	Metal base <sup>6</sup> Soldadura	0.75 0.75	$F_Y$ $0.60 F_{EXX}$	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura <sup>5</sup>	Metal base	0.90	$F_Y$	
<b>d) Soldaduras de tapón o de ranura<sup>4</sup></b>				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base <sup>6</sup> Soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.

$F_Y$ : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base;  $F_{EXX}$ : Clasificación del electrodo, MPa (kg/cm<sup>2</sup>); 1: Para definición de áreas y tamaños efectivos véase la sección 5.2.4; 2: Para "metal de aportación compatible con el metal base" véase la sección 5.2.2.1; 3: Puede utilizarse metal de aportación cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto que el compatible con el metal base (68 MPa, 700 kg/cm<sup>2</sup>); 4: Para los distintos tipos de soldadura véase la sección 5.2.3; 5: Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las travesaños armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados; 6: El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual a  $F_R (0.6F_u) A_{ne}$ , donde  $F_R$  se toma igual a 0.75 y  $A_{ne}$  es el área neta en cortante (sección 5.4).

**Tabla 8.14. Resistencias de diseño de soldaduras. Tomada de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas para el Reglamento del Distrito Federal.**

Este manual sugiere que se utilicen los metales de aportación y fundentes para soldadura que se mencionan en el apartado 1.3.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Se citan a continuación:

- H-77 (AWS A5.1) Electrodo de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.
- H-86 (AWS A5.5) Electrodo de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.
- H-108 (AWS A5.17) Electrodo desnudo de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido.
- H-97 (AWS A5.18) Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.
- H-99 (AWS A5.20) Electrodo de acero al carbono para el proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

### c) Tornillos

En el caso de que las conexiones sean atornilladas, se aconseja también la utilización de los tornillos que se mencionan en el apartado 1.3.3 de las NTC-RCDF. Estos son:

- H-118 (ASTM A307) Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior ( $F_u = 414 \text{ MPa}$ ;  $4\,220 \text{ kg/cm}^2$ ).
- H-124 (ASTM A325) Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural [ $F_u = 830 \text{ MPa}$  ( $8\,440 \text{ kg/cm}^2$ ) para diámetros de 13 a 25 mm ( $1/2$  a  $1$  pulg.),  $F_u = 725 \text{ MPa}$  ( $7\,380 \text{ kg/cm}^2$ ) para diámetros de 29 y 38 mm ( $1\,1/8$  y  $1\,1/2$  pulg.)].
- H-123 (ASTM A490) Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural ( $F_u = 1\,035 \text{ MPa}$ ,  $10\,550 \text{ kg/cm}^2$ ).

Las conexiones con tornillos tienen, esencialmente, la función de transmitir cargas de un elemento a otro. Actualmente se utilizan tornillos de alta resistencia para cualquier tipo de estructura, porque tienen la capacidad de desarrollar en ellos una alta tensión inicial, que aprieta las placas que se están uniendo entre la cabeza del tornillo y la tuerca. Su correcto apriete facilita y garantiza la transmisión de la carga de un elemento al otro por fricción, casi sin deslizamiento entre ellos y obteniendo una unión muy rígida.

También pueden utilizarse tornillos de acero al carbono H-118 (ASTM A307) con resistencia a la tracción de 60,000 psi, apretados al contacto. El apriete “al contacto” se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme; puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria (Bresler, Lyn y Scalzi).

Las separaciones mínimas entre tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a  $2\,2/3$  veces el diámetro nominal.

Para la determinación de las resistencias de diseño a tensión, cortante, la combinación de ambos esfuerzos y demás consideraciones de diseño, el proyectista deberá ajustarse a lo recomendado en las NTC-RDF.

En las tablas siguientes se podrán consultar las dimensiones de los tornillos estructurales, sus características y resistencias de diseño, los tamaños máximos de agujeros y las distancias mínimas del centro de agujeros al borde de las partes conectadas.

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia nominal, MPa kg/cm <sup>2</sup>	Factor de resistencia kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia nominal, MPa kg/cm <sup>2</sup>
Tornillos A307		310 (3 160) <sup>(1)</sup>		165 (1 690) <sup>(2, 3)</sup>
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		620 (6 330)		330 (3 380) <sup>(3)</sup>
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		620 (6 330)		414 (4 220) <sup>(3)</sup>
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		775 (7 900)		414 (4 220) <sup>(3)</sup>
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0.75	775 (7 900)	0.75	518 (5 280) <sup>(3)</sup>
Partes roscadas, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		0.75 F <sub>u</sub> <sup>(1)</sup>		0.4 F <sub>u</sub> <sup>(1)</sup>
Partes roscadas, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		0.75 F <sub>u</sub> <sup>(1)</sup>		0.5 F <sub>u</sub> <sup>(1)</sup>
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		310 (3 160) <sup>(1)</sup>		172 (1 760) <sup>(3)</sup>
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		412 (4 200) <sup>(1)</sup>		228 (2 320) <sup>(3)</sup>

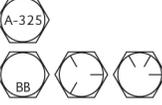
<sup>1</sup> Carga estática únicamente.  
<sup>2</sup> Se permite que la rosca esté en los planos de corte.  
<sup>3</sup> Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.25 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.  
 La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es de la ASTM.

Tabla 8.15. Resistencia de diseño de tornillos estructurales. Fuente: Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas para el Reglamento del Distrito Federal.

**Estandard**

Calidad	Identificación		Esfuerzo de ruptura mínimo en		Material
	Tornillos	Tuercas	k/cm <sup>2</sup>	PSI	
Acero ASTM A-307 S.A.E. 2			4 499	64 000	Acero bajo en carbón

**Alta resistencia**

Calidad	Identificación		Esfuerzo de ruptura mínimo en		Material
	Tornillos	Tuercas	k/cm <sup>2</sup>	PSI	
Acero ASTM A-449 S.A.E. 5 ASTM A-325 ASTM A-354 BB			7 381	105 000	Acero medio en carbón o bien baja aleación tratamiento y térmico
Acero ASTM A-490 S.A.E. 8			10 545	150 000	Acero medio en carbón y con aleación templado y revenido

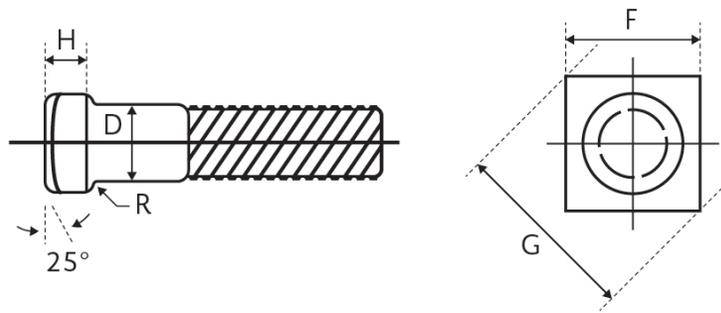
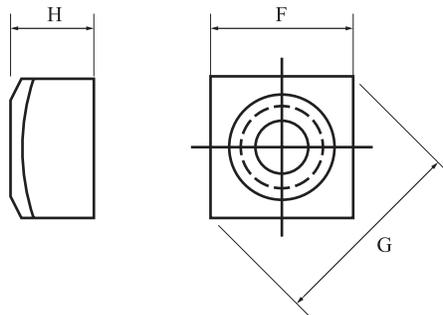


Figura 8.28. Características e identificación de tornillos estructurales según su calidad. Fuente: Manual de Diseño para la Construcción con Acero de AHMSA, 2013.

Diámetro nominal	D Diámetro del cuerpo máximo (básica)	F Distancia entre planos		G Distancia entre esquinas		H Altura			R Radio de enlace máximo
		Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Nominal	Máxima	Mínima	
Dimensiones en milímetros									
6.3	7.1	9.5	9.2	15.5	12.7	4.4	4.8	4.0	0.8
7.9	8.7	12.7	12.3	18.0	16.9	5.2	5.6	4.7	0.8
9.5	10.4	14.3	13.8	20.2	19.0	6.3	6.8	5.9	0.8
11.1	11.8	15.9	15.3	22.5	21.0	7.5	8.0	7.1	0.8
12.7	13.5	19.1	18.4	27.0	25.3	8.3	8.8	7.8	0.8
15.9	17.1	23.8	23.0	33.7	31.6	10.7	11.3	10.2	1.6
19.0	20.3	28.6	27.6	40.4	38.0	12.7	13.3	12.1	1.6
22.2	23.8	33.3	32.2	47.1	44.2	15.1	15.8	14.4	1.6
25.4	27.0	38.1	35.8	53.9	50.6	16.7	17.4	16.0	1.6
28.6	30.2	42.9	41.4	60.6	56.9	19.1	19.8	18.3	3.2
31.8	33.3	47.6	46.0	67.4	63.2	21.4	22.3	20.6	3.2
Equivalencia en pulgadas									
1/4	.280	.3750	.363	.530	.498	11/64	.188	.156	.031
5/16	.342	.5000	.484	.707	.665	13/64	.220	.186	.031
3/8	.405	.5625	.544	.795	.747	1/4	.268	.232	.031
7/16	.468	.6250	.603	.884	.828	19/64	.316	.278	.031
1/2	.530	.7500	.725	1.061	.995	21/64	.348	.308	.031
5/8	.675	.9375	.906	1.326	1.244	27/64	.444	.400	.062
3/4	.800	1.1250	1.088	1.591	1.494	1/2	.524	.476	.062
7/8	.938	1.3125	1.269	1.856	1.742	19/32	.620	.568	.062
1	1.063	1.5000	1.450	2.121	1.991	21/32	.684	.628	.062
1 1/8	1.188	1.6875	1.631	2.386	2.239	3/4	.780	.720	.125
1 1/4	1.313	1.8750	1.813	2.652	2.489	27/32	.876	.812	.125

Tabla 8.16. Dimensiones de tornillos estructurales de cabeza cuadrada. Fuente: Manual de Diseño para la Construcción con Acero de AHMSA, 2013.



Diámetro del tornillo	F Distancia entre planos		G Distancia entre esquinas		H Altura		
	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Nominal	Máxima	Mínima
Dimensiones en milímetros							
6.3	11.1	10.8	15.7	14.8	5.6	6.0	5.2
7.9	14.3	13.9	20.2	19.1	6.7	7.2	6.3
9.5	15.9	15.4	22.4	21.1	8.3	8.8	7.9
11.1	19.1	18.5	26.9	25.4	9.5	10.0	9.0
12.7	20.6	20.0	29.1	27.5	11.1	11.6	10.6
15.9	25.4	24.6	35.9	33.8	13.9	14.5	13.3
19.1	31.8	30.8	44.9	42.3	19.1	19.7	18.0
22.2	36.5	35.4	51.6	48.6	22.2	22.9	21.2
25.4	41.3	40.0	58.4	54.9	25.4	26.1	24.3
28.6	46.1	44.6	65.1	61.2	28.6	29.3	27.4
31.7	50.8	49.2	71.8	66.3	31.7	32.6	30.1
Equivalencia en pulgadas							
1/4	.4375	.425	.619	.584	7/32	.235	.203
5/16	.5625	.547	.795	.751	17/64	.283	.249
3/8	.6250	.606	.884	.832	21/64	.346	.310
7/16	.7500	.728	1.061	1.000	3/8	.394	.356
1/2	.8125	.788	1.149	1.082	7/16	.458	.418
5/8	1.0000	.969	1.414	1.330	35/64	.569	.525
3/4	1.2500	1.212	1.768	1.665	3/4	.774	.710
7/8	1.4375	1.394	2.033	1.914	7/8	.901	.833
1	1.6250	1.575	2.298	2.162	1	1.028	.956
1 1/8	1.8125	1.756	2.563	2.411	1 1/8	1.155	1.079
1 1/4	2.0000	1.938	2.828	2.611	1 1/4	1.282	1.187

Tabla 8.17. Dimensiones de tornillos estructurales de cabeza cuadrada. Fuente: Manual de Diseño para la Construcción con Acero de AHMSA, 2013.

Diámetro del tornillo	F Distancia entre planos		G Distancia entre esquinas		H Altura		
	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Nominal	Máxima	Mínima
Dimensiones en milímetros							
6.3	11.1	10.8	15.7	14.8	5.6	6.0	5.2
7.9	14.3	13.9	20.2	19.1	6.7	7.2	6.3
9.5	15.9	15.4	22.4	21.1	8.3	8.8	7.9
11.1	19.1	18.5	26.9	25.4	9.5	10.0	9.0
12.7	20.6	20.0	29.1	27.5	11.1	11.6	10.6
15.9	25.4	24.6	35.9	33.8	13.9	14.5	13.3
19.1	31.8	30.8	44.9	42.3	19.1	19.7	18.0
22.2	36.5	35.4	51.6	48.6	22.2	22.9	21.2
25.4	41.3	40.0	58.4	54.9	25.4	26.1	24.3
28.6	46.1	44.6	65.1	61.2	28.6	29.3	27.4
31.7	50.8	49.2	71.8	66.3	31.7	32.6	30.1
Equivalencia en pulgadas							
1/4	.4375	.425	.619	.584	7/32	.235	.203
5/16	.5625	.547	.795	.751	17/64	.283	.249
3/8	.6250	.606	.884	.832	21/64	.346	.310
7/16	.7500	.728	1.061	1.000	3/8	.394	.356
1/2	.8125	.788	1.149	1.082	7/16	.458	.418
5/8	1.0000	.969	1.414	1.330	35/64	.569	.525
3/4	1.2500	1.212	1.768	1.665	3/4	.774	.710
7/8	1.4375	1.394	2.033	1.914	7/8	.901	.833
1	1.6250	1.575	2.298	2.162	1	1.028	.956
1 1/8	1.8125	1.756	2.563	2.411	1 1/8	1.155	1.079
1 1/4	2.0000	1.938	2.828	2.611	1 1/4	1.282	1.189

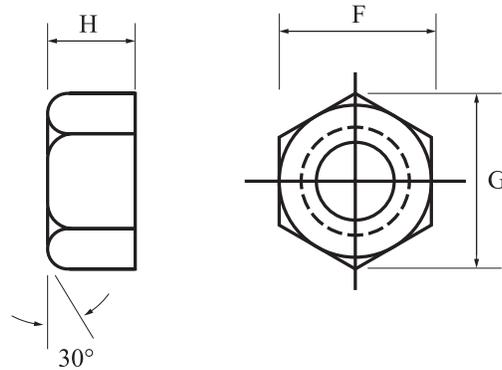


Tabla 8.18. Dimensiones de tornillos estructurales de cabeza cuadrada. Fuente: Manual de Diseño para la Construcción con Acero de AHMSA, 2013.

Diámetro nominal	D Diámetro del cuerpo máximo (básica)	F Distancia entre planos		G Distancia entre esquinas		H Altura			R Radio de enlace máximo
		Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Nominal	Máxima	Mínima	
Dimensiones en milímetros									
6.3	7.1	11.1	10.8	12.8	12.3	4.4	4.8	3.8	0.8
7.9	8.7	12.7	12.3	14.7	14.0	5.6	6.0	5.0	0.8
9.5	10.3	14.3	13.8	16.5	15.8	6.3	6.8	5.7	0.8
11.1	11.8	15.9	15.3	18.3	17.5	7.5	8.0	6.9	0.8
12.7	13.5	19.1	18.4	22.0	21.0	8.7	9.3	7.7	0.8
15.9	17.2	23.8	23.0	27.5	26.2	10.7	11.3	9.6	1.6
19.1	20.3	28.6	27.6	33.0	31.5	12.7	13.3	11.6	1.6
22.2	23.8	33.3	32.2	38.5	36.8	14.7	15.3	13.5	1.6
25.4	27.0	38.1	36.8	44.0	42.0	17.1	17.8	15.0	1.6
28.6	30.2	42.9	41.4	49.5	47.2	19.1	19.8	16.7	3.2
31.8	33.4	47.6	46.0	55.0	52.5	21.4	22.3	19.0	3.2
Equivalencia en pulgadas									
1/4	.280	.4375	.425	.505	.484	11/64	.188	.150	.031
5/16	.342	.5000	.484	.577	.552	7/32	.235	.195	.031
3/8	.405	.5625	.544	.650	.620	1/4	.268	.226	.031
7/16	.468	.6250	.603	.722	.687	19/64	.316	.272	.031
1/2	.530	.7500	.725	.866	.826	11/32	.364	.302	.031
5/8	.675	.9375	.906	1.083	1.033	27/64	.444	.378	.062
3/4	.800	1.1250	1.088	1.299	1.240	1/2	.524	.455	.062
7/8	.938	1.3125	1.269	1.516	1.447	37/64	.604	.531	.062
1	1.063	1.5000	1.450	1.732	1.653	43/64	.700	.591	.062
1 1/8	1.188	1.6875	1.631	1.949	1.859	3/4	.780	.658	.125
1 1/4	1.313	1.8750	1.812	2.165	2.066	27/32	.876	.749	.125

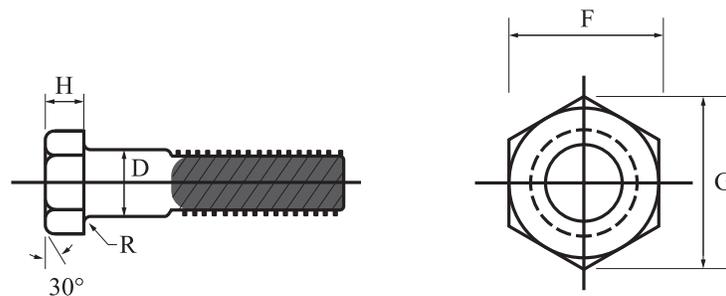


Tabla 8.19. Dimensiones de tornillos estructurales de cabeza cuadrada. Fuente: Manual de Diseño para la Construcción con Acero de AHMSA, 2013.

Diámetro nominal del remache o tornillo, d	Dimensiones de los Agujeros								
	Estándar (Diámetro)		Sobredimensionados <sup>2</sup> (Diámetro)		Alargados cortos <sup>2</sup> (Ancho x Longitud)		Alargados largos <sup>2</sup> (Ancho x Longitud)		
	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	
12.7	½	14.3	⅙	15.9	⅝	14.3 x 17.5	⅙ x ⅙	14.3 x 31.8	⅙ x ⅙
15.9	⅝	17.5	⅙	20.6	⅙	17.5 x 22.2	⅙ x ⅙	17.5 x 39.7	⅙ x ⅙
19.1	¾	20.6	⅙	23.8	⅙	20.6 x 25.4	⅙ x 1	20.6 x 47.6	⅙ x ⅙
22.2	⅞	23.8	⅙	27.0	⅙	23.8 x 28.6	⅙ x ⅙	23.8 x 55.6	⅙ x ⅙
25.4	1	27.0	⅙	31.8	⅙	27.0 x 33.3	⅙ x ⅙	27.0 x 63.5	⅙ x ⅙
≥28.6	≥1½	d+1.5	d+⅙	d+7.9	d+⅙	(d+1.5)x(d+9.5)	(d+⅙)x(d+⅙)	(d+1.5)x(2.5d)	(d+⅙)x(2.5d)

1 Los tamaños son nominales.

2 No se permiten en conexiones remachadas.

**Tabla 8.20. Tamaños máximos de agujeros para tornillos. Fuente: Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas para el Reglamento del Distrito Federal.**

Diámetro nominal del remache o tornillo		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete	
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.
12.7	½	22.2	⅞	19.1	¾
15.9	⅝	28.6	1⅞	22.2	⅞
19.1	¾	31.8	1¾	25.4	1
22.2	⅞	38.1	1½ <sup>(4)</sup>	28.6	1⅞
25.4	1	44.5	1¾ <sup>(4)</sup>	31.8	1¾
28.6	1⅞	50.8	2	38.1	1½
31.8	1¾	57.2	2¼	41.3	1⅞
mayor que 31.8	mayor que 1¾	1.75 x Diámetro		1.25 x Diámetro	

1 Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes de las sección 5.3.13.

2 Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tablas se incrementarán en las cantidades  $C_1$  dadas en la tabla 5.12.

3 Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3mm (⅙ pulg.) cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo permisible en el elemento.

4 Pueden reducirse a 31.8 mm (1 ¼ pulg.) en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

**Tabla 8.21. Distancia mínima del centro de un agujero estándar<sup>1</sup> al borde de la parte conectada<sup>2</sup>.**

**Fuente: Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas para el Reglamento del Distrito Federal.**

## 8.6. SISTEMAS DE ENFILAJE FRONTAL

### 8.6.1. Generalidades

El concepto de enfilaje frontal parte de la necesidad de estabilizar la bóveda antes de ser excavada y se utiliza por lo general en terrenos especialmente malos. Se trata de un conjunto de elementos estructurales lineales sub-horizontales perforados en el terreno, con dirección hacia el avance de la excavación y, por lo general, inyectados. Éstos constituyen una pre-bóveda formada por material resistente, cuyo objeto es evitar la tendencia del terreno a romper en la zona de influencia del frente de la excavación. Resultan habituales en emboquilles, donde se recomienda disponer una viga de atado de concreto armado, con el objeto de dar apoyo y unir las cabezas de los elementos que dan forma al paraguas para que trabajen en conjunto. Este tipo de sostenimiento deberá ser ejecutado antes de la excavación.

Los sistemas de enfilaje frontal tienen sus orígenes hace más de 50 años y en las últimas dos décadas han evolucionado de manera muy importante, tanto en el entendimiento teórico del concepto como en las tecnologías de fabricación y puesta en obra.

Este sistema ofrece varias ventajas sobre otras técnicas de sostenimiento de túneles:

- La interacción entre las barras de anclaje y el terreno es rápida y coacciona el movimiento del terreno excavado, de manera que las propiedades de este se conservan mejor.
- Puede mecanizarse totalmente, y hasta automatizarse, la colocación de los elementos resistentes.

## 8.6.2. Tipologías

Cuando los elementos estructurales están hechos de acero se suelen clasificarse como ligeros o pesados. Los ligeros generalmente son barras (redondos lisos o varillas corrugadas) de acero convencional; los pesados suelen ser perfiles tubulares circulares laminados en caliente ranurados o sin ranurar. Existen variantes como las bóvedas reforzadas con paraguas de jet grouting o algún otro tipo de inyección para la mejora del terreno.

### 8.6.2.1. Paraguas ligeros

Se utilizan en macizos rocosos no excesivamente malos (*RMR* entre 35 y 40). Se forman con barras de acero de diámetros comprendidos entre los 25 y 32 mm y longitudes de entre 6 y 9 metros. Se recomienda que el diámetro de la perforación sea de 1.5 a 2.5 pulgadas (38.1 a 63.5 mm), lo que es igual a dos veces el diámetro del redondo o la varilla. El espacio entre la barra y el terreno se rellena inyectando una lechada de cemento, y éstas suelen traslaparse a un tercio de su longitud. La separación entre perforaciones varía entre 0.30 y 0.50 metros.

De requerirse, las uniones entre barras pueden lograrse mediante acopladores mecánicos del tipo macho-hembra. La unión tipo macho-hembra tiene el inconveniente de reducir la capacidad estructural de la barra al verse reducida su área transversal nominal debido a la maquinación de la rosca, debiéndose considerar el área transversal neta para el cálculo estructural (tensión, flexión y cortante) del elemento. En caso de que se requieran los acopladores, se deberá tomar en cuenta el aumento en el diámetro de la pieza al momento de la perforación.

Estas cifras son muy generales y evidentemente pueden proponerse todo tipo de variantes dependiendo de las necesidades de refuerzo del terreno.

Los paraguas ligeros son útiles para prevenir el movimiento de cuñas de frente o cuando los estratos o alguna familia importante de discontinuidades buzan desfavorablemente hacia el frente.



Figura 8.29. Enfilaje ligero en un portal. Túnel Las Palomas, México.



Figura 8.30. Acopladores mecánicos macho-hembra.

### 8.6.2.2. Paraguas pesados

Se utilizan en materiales de mala o muy mala calidad, en rocas o suelos, especialmente cuando la sección de avance es de dimensiones considerables y la estabilidad del frente puede estar comprometida. También es muy común utilizarlos en obras de emportalamiento, en condiciones de roca mala a regular o en suelos.

Están constituidos por micropilotes de tubería de acero estructural, con diámetro exterior entre los 50 mm y los 140 mm y espesores entre los 3 y 8 mm. El diámetro de perforación suele ser igual o superior a 1.5 veces el diámetro del tubo. El interior del tubo y el espacio entre el acero y el terreno se rellena con una inyección de lechada de cemento. Esta inyección puede realizarse con una cierta presión. Las longitudes de los micropilotes suelen variar entre los 10 y los 20 metros. Cuando la longitud de los paraguas es inferior a 12 m se colocan en una sola pieza (aunque esto dependerá también del fabricante).

Si se requiere mayor longitud, la unión puede realizarse mediante sistemas macho–hembra, conexiones roscadas o soldadura. El espacio entre perforaciones dependerá de las necesidades de sostenimiento, pero normalmente es de alrededor de 0.4 a 0.5 metros. Por lo general los micropilotes sobresalen unos 40 cm del frente de excavación, uniéndose entre ellos mediante una viga armada de que sigue la geometría de la excavación, paralela al límite teórico de la sección o apoyándolos directamente contra los marcos metálicos.

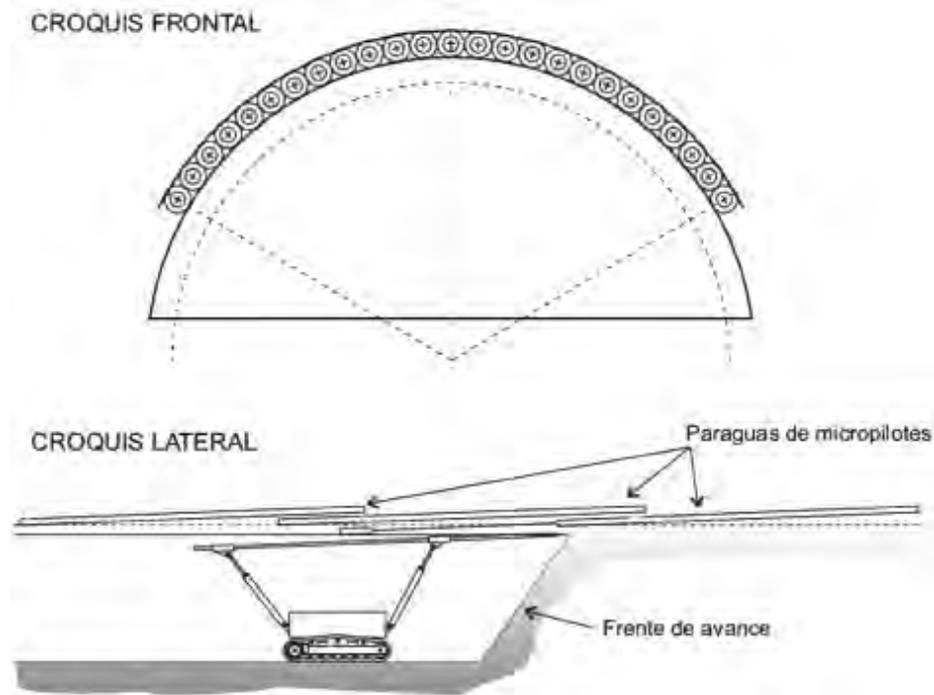


Figura 8.31. Ejemplo de micropilotes como paraguas de sostenimiento.

Las fases de ejecución son las siguientes: replanteo, perforación/introducción de la armadura e inyección. El proceso de perforación-introducción puede hacerse en dos fases o en una, dependiendo del sistema y la maquinaria que se empleé, tal y como se verá más adelante.

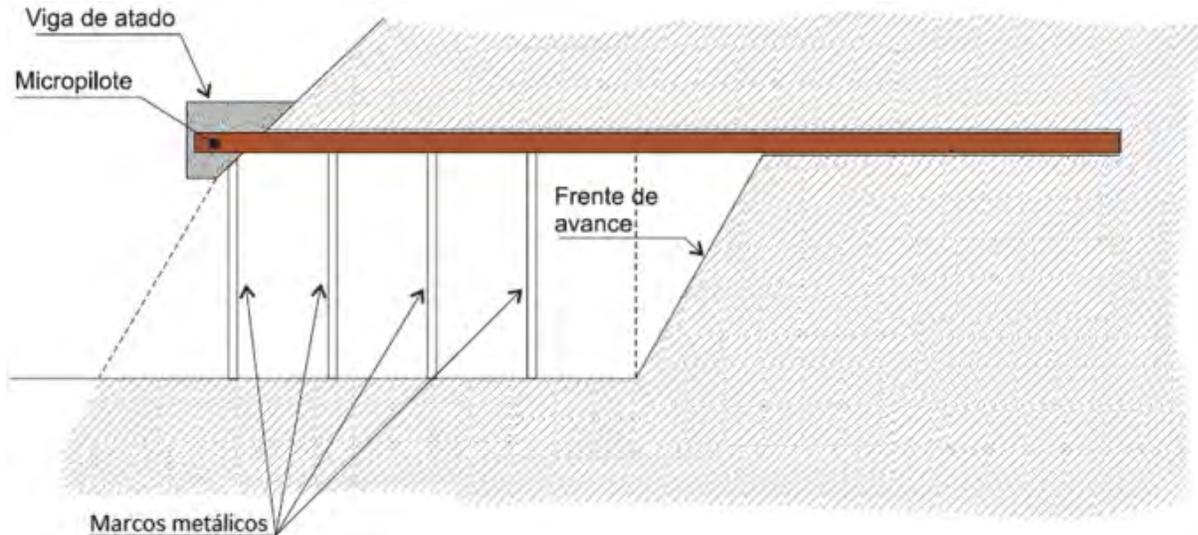


Figura 8.32. Progreso de la ejecución de un paraguas de micropilotes. Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, del Ministerio de Fomento Español.

El replanteo es una parte fundamental para la correcta ejecución de un paraguas. Un mal replanteo puede desembocar en el cruce entre las armaduras o la introducción de las mismas en la línea teórica de excavación. Para llevar a cabo un correcto replanteo deben seguirse los siguientes pasos:

- Se marca un punto en el frente para cada armadura. Con éste se fija el primer punto para la perforación.
- Se marcan dos puntos más para cada armadura sobre la plataforma de trabajo. Estos puntos representan la proyección de cada armadura. La perforadora queda fija en la dirección a seguir, quedando tan sólo la variable de la inclinación.
- Se fija la inclinación del mástil de la perforadora mediante un medidor de ángulos.

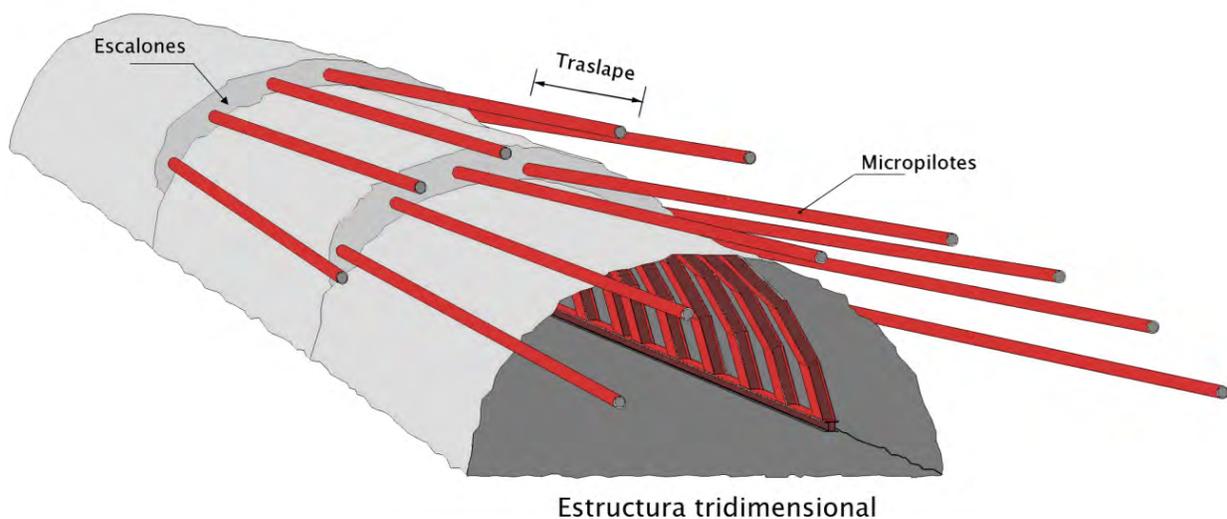


Figura 8.33. Esquema tridimensional de un paraguas de micropilotes.

La perforación depende del tipo de terreno. En material duro se usa el método de la roto-percusión con martillo de fondo, mientras que en materiales blandos es preferible el método de rotación

con trialeta. En este último tipo de terreno, si existe riesgo de colapso de la perforación, se introduce una tubería de revestimiento recuperable.

Después de la introducción de la armadura, directamente en la perforación o por el interior de la tubería de revestimiento, según el caso, se procede a la inyección del espacio anular. Esta inyección puede ser de dos tipos:

- Inyección sin presión: Se inyecta el espacio anular por el interior de la armadura. Se obtura la boca del taladro, dejándose dos conductos, uno para la inyección y otro de purga y control de llenado.
- Inyección a presión: la armadura en este caso tiene válvulas insertas cada 0.3–0.5 metros. La inyección se realiza mediante un obturador simple o doble y seleccionando cada válvula (inyección repetitiva selectiva o IRS). Esta inyección queda traslapada con la siguiente, por lo que se forma una superficie resistente más continua.



Figura 8.34. Tubería de acero ranurada.

Las armaduras más comúnmente utilizadas son las tubulares, principalmente por su fabricación comercial y, en su caso, su fácil unión, la cual puede incluir roscas para evitar la soldadura. Se distinguen dos tipos de acero:

- Aceros convencionales: de uso habitual en estructuras metálicas, fabricados en perfiles y tuberías. Siguen las especificaciones UNE, EN, DIN, etc. Las características de los aceros convencionales se pueden apreciar en la Tabla 8.22.
- Aceros reutilizados de la industria petrolera: se trata de aceros normalizados por el American Petroleum Institute. Aunque sean reutilizados, cualquiera de ellos tiene mayor capacidad mecánica que los anteriores. Las características de los aceros reutilizados se pueden apreciar en la Tabla 8.23.

CARACTERÍSTICAS DE LOS ACEROS CONVENCIONALES												
Tipo de acero	Norma	Limite Elástico (MPa)	Resistencia a rotura (MPa)	Alargamiento (%)	Composición Química							
					C %máx	Mn %mín	Mn %máx	P %máx	S %max	Cr %máx	N %máx	Mo %máx
S 235	EN	235	360	26	0.17	1.2	1.2	0.040	0.040			
A 37	UNE											
Fe 360	UNI											
ST 37-2	DIN											
E 24-2	AFNOR	275	410	22	0.2	0.5	1.4	0.035	0.030	0.30	0.30	0.10
S 275	EN											
Fe 430	UNI											
ST 443	DIN											
E 28-3	AFNOR	355	510	22	0.2	0.90	1.65	0.035	0.030	0.30	0.50	0.10
S 355	EN											
A 52	UNE											
Fe 510	UNI											
ST 52-3	DIN											
E 36-3	AFNOR											

Tabla 8.22. Características de los aceros convencionales.

Tipo de acero	Especificación	Aplicación original	Límite elástico (MPa)		Resistencia mín. rotura (MPa)	Alargamiento (%)	Composición química							
			Mín.	Máx.			C % máx.	Mn % mín.	Mn % máx.	P % máx.	S % máx.	Cr % máx.	N % máx.	Mo % máx.
J55	API 5 series	Casing, turbing	379	552	517	24				0.040	0.060			
K55	API 5 series	Casing	379	552	655	19.5				0.040	0.060			
E	API 5 series	Drill pipe	517	724	689	16				0.040	0.060			
N80	API 5 series	Casing, turbing	552	758	689	18.5				0.040	0.060			
P105	API 5 series	Turbing	724	931	827					0.040	0.060			
P110	API 5 series	Casing, turbing	758	965	862	12				0.040	0.060			
X95	API 5 series	Drill pipe	655	862	724					0.040	0.060			

Tabla 8.23. Características de los aceros reutilizados.

Las uniones de los aceros convencionales están mecanizadas en el taller y dicha mecanización afecta a la sección nominal reduciendo la misma. Esta reducción se traduce en una disminución de su resistencia a tensión debido al pequeño paso de rosca, siendo variable el comportamiento a flexión dependiendo del tipo de unión. Esta unión puede ser: unión macho–hembra, unión macho–hembra con manguito exterior, unión macho–hembra con manguito interior. Según ensayos, el comportamiento más parecido al de las tuberías sin unión, es el que presenta la unión tipo macho–hembra con manguito exterior. Este tiene el inconveniente, en cambio, de aumentar el diámetro nominal de la tubería.

Los aceros reutilizados de la industria petrolera tienen un sistema de uniones de fabricación original diseñadas para soportar altos esfuerzos dinámicos y estáticos sin disminución de la resistencia respecto a la sección nominal de la tubería. Para poder manipular este tipo de tuberías, es necesaria la utilización de equipos grandes.

Los paraguas de micropilotes pueden ser llevados a cabo mediante equipos convencionales de perforación Jumbo (Figura 8.38) aunque también existen equipos específicos de perforación sub-horizontal (EEPS).

Los equipos EEPS, también son conocidos como Casagrande. Tienen un mástil giratorio con dos apoyos, por lo que la perforación no produce balanceo, con una longitud aproximada del mástil de 18 m y 11 m de varillaje. La altura aproximada de alcance vertical es de 6.5 m.

Los equipos EEPS son más adecuados para la ejecución de paraguas de micropilotes en los emboquilles. Esto tanto por su calidad de ejecución y por su productividad en obra. Sin embargo, la práctica constructiva ha demostrado que en el interior del túnel resultan más versátiles los equipos convencionales tipo Jumbo ya que, además de tener mucha mayor movilidad se adaptan mejor a los ciclos de producción.

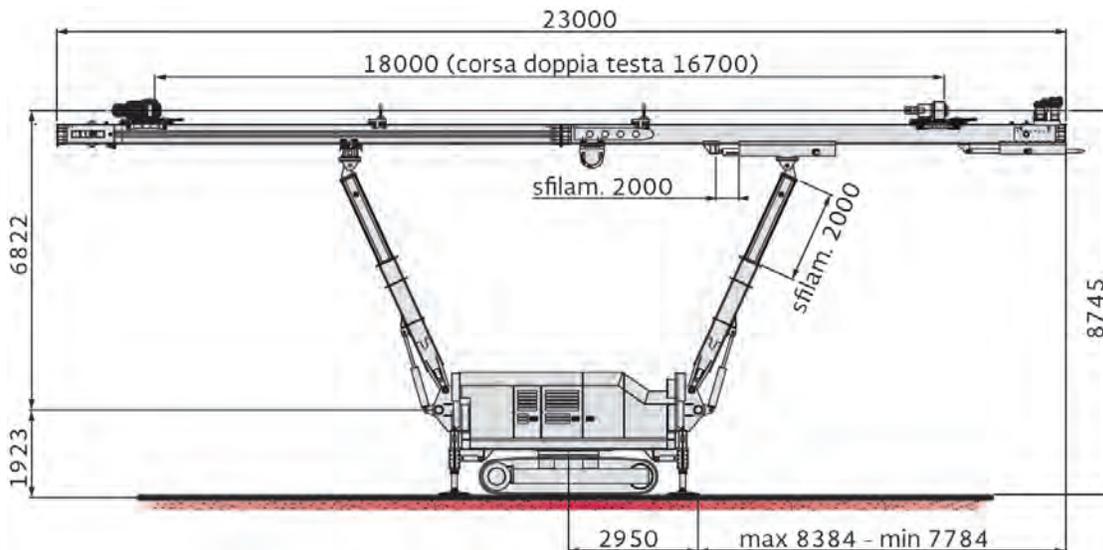


Figura 8.35. Esquema y fotografía de un EEPS.



Figura 8.36. Equipo EEPS ejecutando un paraguas de micropilotes en un emportalamiento.

Actualmente un sistema que está dando resultados de productividad muy atractivos es el de micropilotes auto-perforantes. El sistema consiste en una serie de piezas que se unen al frente del tubo y una barra perforadora que pasa a través de éste y va unida al mecanismo de rotación del jumbo. La boca de corona tiene el mismo diámetro de la tubería y es una pieza no recuperable, mientras que la boca piloto se retira al final de la perforación, junto con la barra perforadora. El barrido y la inyección se hacen con la lechada de cemento y son simultáneos a la perforación.

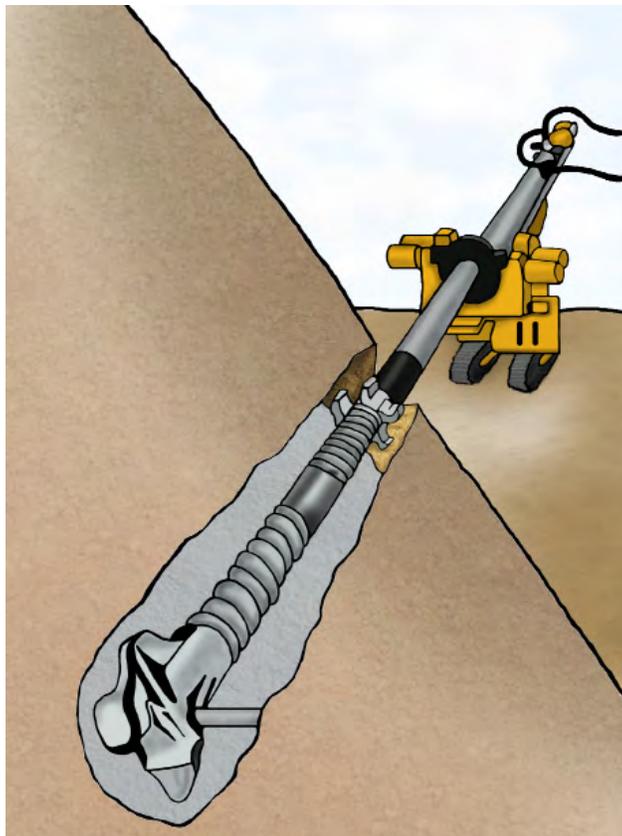


Figura 8.37. Sistema de micropilotes auto-perforantes.



Figura 8.38. Jumbo y micropilotes.

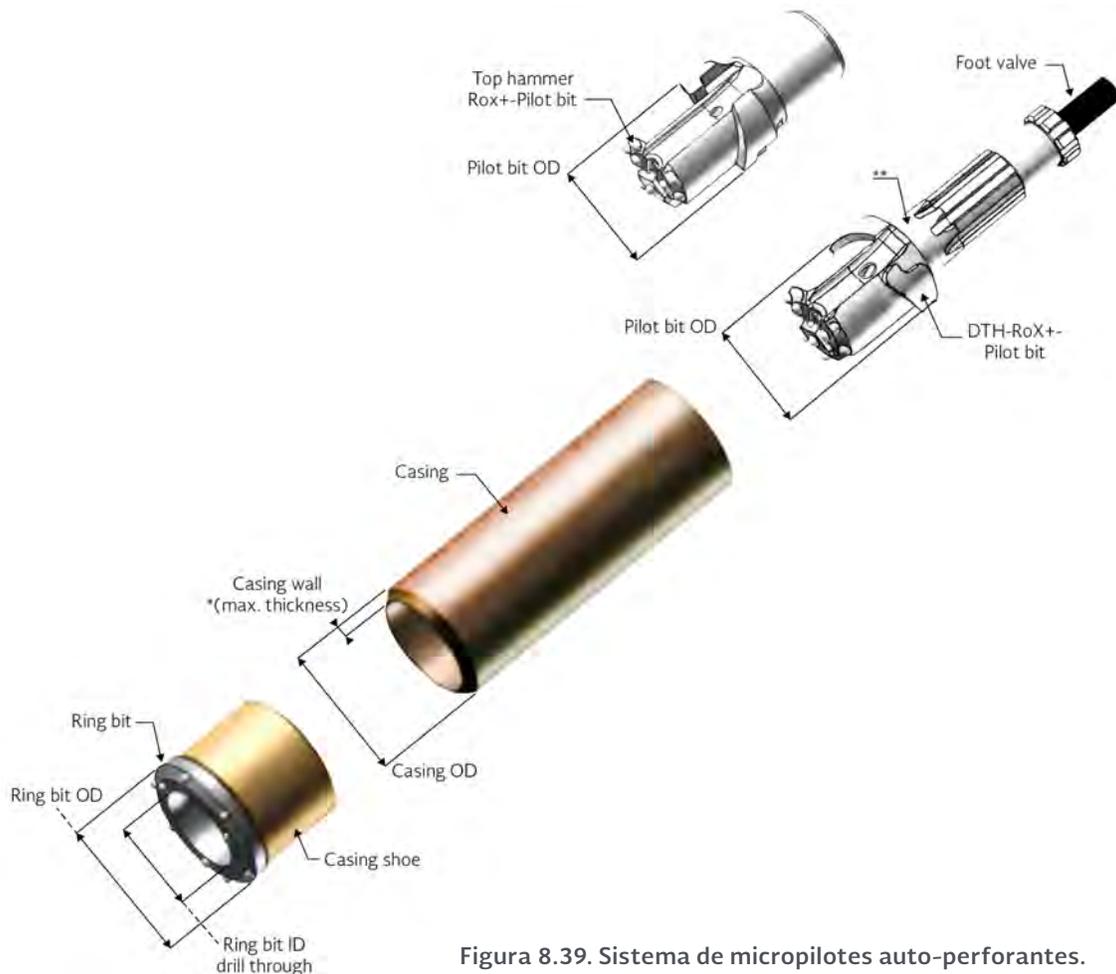


Figura 8.39. Sistema de micropilotes auto-perforantes.

Este sistema implica que el diámetro de perforación es igual al de la tubería, con lo que no es necesario rellenar el espacio entre tubo y barrena. No obstante, el tubo puede ser ranurado para que la inyección a presión penetre en el terreno formando un anillo resistente. El sistema es totalmente adaptable al jumbo de barrenación.

### 8.6.2.3. Paraguas de Jet-Grouting

El Jet-Grouting es una técnica en la que se inyecta un material al terreno, que comúnmente es una lechada de cemento o cemento-bentonita, a altas presiones por medio de un chorro o jet, rompiendo o disgregando la estructura del terreno formando un sólido de suelo-cemento. El resultado es un sólido con características ampliamente mejores que las del terreno original. Con la mejora del terreno se obtienen mejores prestaciones de resistencia e impermeabilidad.

La utilización del *jet-grouting* está limitada principalmente por la resistencia del terreno que va a ser roto o disgregado. Suelen usarse en suelos con poca o nula cohesión, aunque también pueden utilizarse en rocas alteradas o de cementación escasa, etc. El tipo de Jet que se usa es el Jet-1, el cual consiste en inyecciones radiales a presión de lechada de cemento. En las inyecciones es recomendable la introducción de una barra de refuerzo. La distancia entre las inyecciones tiene que ser la que asegure el contacto tangente entre las lechadas. Las longitudes de este tipo de paraguas suelen variar entre 12 y 20 metros, aunque se han construido paraguas de hasta 25 metros.

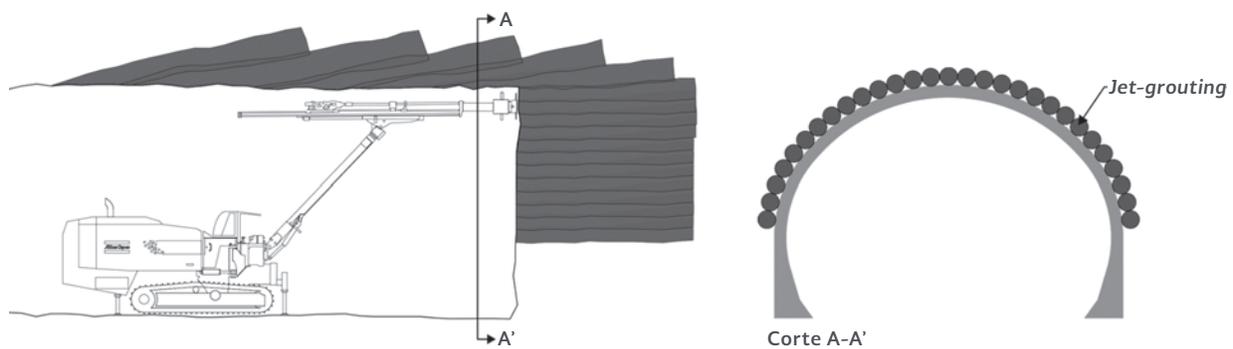


Figura 8.40. Esquema de paraguas de Jet-Grouting.

## 8.6.3. Propiedades de los materiales

### 8.6.3.1. Lechadas de cemento

El cemento utilizado para la fabricación de las lechadas deberá cumplir con lo especificado en las normas NMXC-414-ONNCCCE. Este debe ser adecuado para las características y tipo de exposición de la estructura.

El agua que se utilice deberá estar limpia y cumplir con lo especificado en la norma NMX-C-122. No debe contener sustancias en solución o en suspensión que le den un aspecto turbio. Deberá ser inodora y no se aceptará que tenga un sabor fuera de lo común.

Si se utilizan aditivos deberán ser autorizados por el Corresponsable de obra o por el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con lo especificado en la norma NMX-C-255.

La lechada deberá tener las mismas características que un concreto de clase 1 utilizado para cimentaciones, teniéndose en cuenta el tipo de exposición y la agresividad del terreno. Se recomienda que a los siete (7) días de edad su resistencia sea igual o superior al setenta por ciento (70%) de su resistencia a los veintiocho (28) días. Asimismo, la lechada deberá tener la consistencia adecuada para que pueda bombearse fácilmente. Se recomienda que su relación agua/cemento (a/c) esté comprendida entre 0.40-0.55.

### 8.6.3.2. Barras de refuerzo (varillas)

Las barras corrugadas que se utilicen como refuerzo en los paraguas ligeros deberán ajustarse a las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457; asimismo, deberán cumplir con la norma ASTM-A-615. Se deberán tomar en cuenta las recomendaciones y limitaciones de uso de los aceros incluidos en las normas citadas.

Designación de barra	Peso real, lb/ft (Masa real kg/m)	Dimensión real					Brecha máx. (cuerda, 12.5% de perímetro)
		Diámetro, in. (mm)	Área de corte, in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Perímetro, in. (mm)	Separación promedio (máx)	Altura promedio (mín)	
3 (10)	0.376 (0.560)	0.375 (9.5)	0.11 (71)	1.178 (29.9)	0.262 (6.7)	0.015 (0.38)	0.143 (3.6)
4 (13)	0.668 (0.994)	0.500 (12.7)	0.20 (129)	1.571 (39.9)	0.350 (8.9)	0.020 (0.51)	0.191 (4.9)
5 (16)	1.043 (1.552)	0.625 (15.9)	0.31 (199)	1.963 (49.9)	0.437 (11.1)	0.028 (0.71)	0.239 (6.1)
6 (19)	1.502 (2.235)	0.750 (19.1)	0.44 (284)	2.356 (59.8)	0.525 (13.3)	0.038 (0.97)	0.286 (7.3)
7 (22)	2.044 (3.042)	0.875 (22.2)	0.60 (387)	2.749 (69.8)	0.612 (15.5)	0.044 (1.12)	0.334 (8.5)
8 (25)	2.670 (3.973)	1.000 (25.4)	0.79 (510)	3.142 (79.8)	0.700 (17.8)	0.050 (1.27)	0.383 (9.7)
9 (29)	3.400 (5.060)	1.128 (28.7)	1.00 (645)	3.544 (90.0)	0.790 (20.1)	0.056 (1.42)	0.431 (10.9)
10 (32)	4.303 (6.404)	1.270 (32.3)	1.27 (819)	3.990 (101.3)	0.889 (22.6)	0.064 (1.63)	0.487 (12.4)
11 (36)	5.313 (7.907)	1.410 (35.8)	1.56 (1006)	4.430 (112.5)	0.987 (25.1)	0.071 (1.80)	0.540 (13.7)
14 (43)	7.65 (11.38)	1.693 (43.0)	2.25 (1452)	5.32 (135.1)	1.185 (30.1)	0.085 (2.16)	0.648 (16.5)
18 (57)	13.60 (20.24)	2.257 (57.3)	4.00 (2581)	7.09 (180.1)	1.58 (40.1)	0.102 (2.59)	0.864 (21.9)

**Tabla 8.24. Dimensiones nominales de barras corrugadas de acero de refuerzo convencional. ASTM A/615A 615/M -03a.**

En la tabla anterior, los datos de las columnas bajo el título *Nominal Dimensions* se refieren a las dimensiones nominales de las barras. Los que se muestran bajo las columnas de título *Deformation Requirements*, se refieren a la geometría y separación de la corruga.

	Grado 40 (280) <sup>A</sup>	Grado 60 (420)	Grado 75 (520) <sup>B</sup>
Resistencia de tensión mín, psi (MPa)	60 000 (420)	90 000 (620)	100 000 (690)
Fuerza de tensión mín, psi (MPa)	40 000 (280)	60 000 (420)	75 000 (520)
Alargamiento en 8 in. (203.2mm) min. %			
Designación de No. de barra			
3 (10)	11	9	---
4, 5 (13, 16)	12	9	---
6 (19)	12	9	7
7, 8 (22, 25)	---	8	7
9, 10, 11 (29, 32, 36)	---	7	6
14, 18 (43, 57)	---	7	6

<sup>A</sup> Grado 40 (280) Las barras están equipadas sólo en tamaños de 3 a 6 (10 a 19).

<sup>B</sup> Grado 75 (520) Las barras están equipadas sólo en tamaños de 6 a 18 (19 a 57).

**Tabla 8.25. Propiedades y requerimientos mecánicos a la tensión de barras corrugadas de acero de refuerzo convencional. ASTM A/615A 615/M -03a.**



**Figura 8.41. Barras corrugadas de acero de refuerzo convencional.**

### 8.6.3.3. Micropilotes

El perfil laminado en caliente de uso más común en estos casos es el tubo circular (OC), principalmente por su fabricación comercial, así como por la facilidad de unión entre tramos. Se distinguen dos tipos de acero en los que estos perfiles están disponibles:

- Aceros convencionales: De uso habitual en estructuras metálicas, fabricados en perfiles y tuberías. Siguen las especificaciones NOM y ASTM y se muestran en la Tabla 8.11.
- Aceros reutilizados de la industria petrolera: Se trata de aceros normalizados por el American Petroleum Institute (API). Aunque sean reutilizados, cualquiera de ellos tiene mayor capacidad mecánica que los aceros convencionales. Sus características se muestran en la Tabla 8.23.



Figura 8.42. Tubería reutilizable de la industria petrolera.

## 8.7. CONCRETO COLADO *IN SITU*

### 8.7.1. Generalidades

El concreto colado *in situ* suele ser utilizado como revestimiento definitivo en túneles y por lo general es colocado una vez que la excavación ha sido estabilizada por completo. Sin embargo, en ocasiones puede ser empleado como sostenimiento complementario al previamente ejecutado durante el proceso de excavación (marcos metálicos, concreto lanzado, anclas de fricción, etc.), especialmente en terrenos muy difíciles.

Estas estructuras pueden ser de concreto simple o reforzado con malla electrosoldada, varillas corrugadas o fibras metálicas. Para la construcción de este tipo de sostenimientos es imprescindible la utilización de cimbras metálicas o de madera, móviles o fijas.



Figura 8.43. Uso de concreto hidráulico como complemento del sostenimiento en condiciones de roca difíciles.

Para el colado del concreto por lo general se emplea cimbra convencional de madera y es muy común que se aprovecha la presencia de los marcos metálicos para apoyar los paneles. El concreto es bombeado por encima y vibrado con medios convencionales.

En años recientes se ha introducido en México un método para la construcción de sostenimientos rígidos en túneles conocido como Chapa Bernold. Se trata de una serie de placas metálicas conformadas y curvadas según el radio del túnel, que se utilizan como cimbra y al mismo tiempo como refuerzo del concreto. El concreto se bombea por detrás de la estructura de marcos y las placas, fijas entre estos, evitan que la mezcla caiga hacia el interior del túnel.

Las chapas Bernold tienen un acabado corrugado que permite la adherencia del concreto lanzado, el cual por lo general se aplica por la parte interior del túnel para dar un recubrimiento adicional.



**Figura 8.44. Fotografía de una chapa Bernold.**

Las chapas Bernold son de fácil transportación, manejo y almacenamiento, por lo que han ganado un puesto importante en la industria de la construcción de túneles.



**Figura 8.45. Sistema de transportación y almacenamiento de las chapas Bernold.**

## 8.7.2. Propiedades de los materiales

Como en el caso del concreto lanzado, y para evitar problemas de desempeño estructural, calidad y durabilidad, los materiales que configuran los sostenimientos o revestimientos definitivos de concreto colado *in situ* de un túnel deberán incluirse tanto en el catálogo de especificaciones como en los planos del proyecto, indicando claramente las especificaciones y calidades que deberán cumplir.

### 8.7.3.1. Concreto

Según las NTC-RCDF, El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a  $22 \text{ kN/m}^3$  ( $2.2 \text{ t/m}^3$ ) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre  $19$  y  $22 \text{ kN/m}^3$  ( $1.9$  y  $2.2 \text{ t/m}^3$ ). En túneles se recomienda que el concreto sea de clase 1.

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 o 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMXC-414-ONNCCE. Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111 con las modificaciones y adiciones establecidas en la sección 14.3.1. de las NTC-RCDF.

El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características. El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255.

Las clases de concreto, sus limitaciones de uso y resistencias mínimas pueden consultarse en el apartado 8.3.4.1.

Los valores de diseño, la resistencia a tensión, el módulo de elasticidad, los factores de resistencia, etc., deberán apegarse a la norma anteriormente citada.

### 8.7.3.2. Acero de refuerzo

Las barras corrugadas que se utilicen como refuerzo deberán ajustarse a las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457; asimismo, deberán cumplir con la norma ASTM-A-615. Se deberán tomar en cuenta las recomendaciones y limitaciones de uso de los aceros incluidos en las normas citadas.

En la Tabla 8.26 los datos de las columnas bajo el título *Nominal Dimensions* se refieren a las dimensiones nominales de las barras. Los que se muestran bajo las columnas de título *Deformation Requirements*, se refieren a la geometría y separación de la corruga.

En caso de que se utilice malla electrosoldada como acero de refuerzo, esta deberá cumplir con la norma NMX-B-290 (Tabla 8.27).

Los requisitos de resistencia de la malla electrosoldada se pueden consultar en la Tabla 8.1 del apartado 8.3.4.2. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario,  $E_s$ , se supondrá igual a  $2 \times 10^5 \text{ MPa}$  ( $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ). En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos,  $f_y$ , establecidos en las normas citadas.

	Grado 40 (280) <sup>A</sup>	Grado 60 (420)	Grado 75 (520) <sup>B</sup>
Resistencia de tensión mín, psi (MPa)	60 000 (420)	90 000 (620)	100 000 (690)
Fuerza de tensión mín, psi (MPa)	40 000 (280)	60 000 (420)	75 000 (520)
Alargamiento en 8 in. (203.2mm) min. %			
Designación de No. de barra			
3 (10)	11	9	---
4, 5 (13, 16)	12	9	---
6 (19)	12	9	7
7, 8 (22, 25)	---	8	7
9, 10, 11 (29, 32, 36)	---	7	6
14, 18 (43, 57)	---	7	6

<sup>A</sup> Grado 40 (280) Las barras están equipadas sólo en tamaños de 3 a 6 (10 a 19).

<sup>B</sup> Grado 75 (520) Las barras están equipadas sólo en tamaños de 6 a 18 (19 a 57).

Tabla 8.26. Propiedades y requerimientos mecánicos a la tensión de barras corrugadas de acero de refuerzo convencional. ASTM A/615A 615/M -03a.



Figura 8.46. Barras corrugadas de acero de refuerzo convencional. Fuente: Aceros Titán.

Designación	Diámetro de alambres (mm)	Área del alambre (mm <sup>2</sup> )	Peso del alambre (kg/m)	Área de acero (cm <sup>2</sup> /m)	Peso por m <sup>2</sup> (kg)
R-6x6-10/10	3.43	9.25	0.0725	0.606	0.97
R-6x6-08/08	4.11	13.28	0.1041	0.871	1.41
R-6x6-06/06	4.88	18.72	0.1467	1.227	1.97
R-6x6-04/04	5.72	25.72	0.2015	1.686	2.71
H-6x6-10/10	3.43	9.25	0.0725	0.606	0.97
H-6x6-08/08	4.11	13.28	0.1041	0.871	1.41
H-6x6-06/06	4.88	18.72	0.1467	1.227	1.97
H-6x6-04/04	5.72	25.72	0.2015	1.686	2.71
H-6x6-03/03	6.19	30.12	0.2360	1.975	3.19
H-6x6-02/02	6.67	34.9	0.2741	2.2933	3.68

Tabla 8.27. Especificaciones Malla electrosoldada según Norma NMX-B-290-CANACERO.

## REFERENCIAS<sup>2</sup>

- 1 Altos Hornos de México, AHMSA (2013) “Manual de diseño para la construcción de acero”.  
www.ahmsa.com
- 2 American Concrete Institute, ACI (1996) “State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete: ACI-544.1R-96”.
- 3 ASTM A1011 / A1011M-14, Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, Hot-Rolled, Carbon, Structural, High-Strength Low-Alloy, High-Strength Low-Alloy with Improved Formability, and Ultra-High Strength, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- 4 ASTM A185-02, Standard Specification for Steel Welded Wire Reinforcement, Plain, for Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002, www.astm.org
- 5 ASTM A307-14, Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- 6 ASTM A325-14, Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- 7 ASTM A36 / A36M-14, Standard Specification for Carbon Structural Steel, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- 8 ASTM A490-14a, Standard Specification for Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- 9 ASTM A496-02, Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002, www.astm.org
- 10 ASTM A588 / A588M-15, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org
- 11 ASTM A607-98, Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, High-Strength, Low-Alloy, Columbium or Vanadium, or Both, Hot-Rolled and Cold-Rolled (Withdrawn 2000), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1998, www.astm.org
- 12 ASTM A615 / A615M-15, Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org
- 13 ASTM A820 / A820M-11, Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org
- 14 ASTM C1116 / C1116M-10a(2015), Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org
- 15 ASTM C1141 / C1141M-08, Standard Specification for Admixtures for Shotcrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008, www.astm.org
- 16 ASTM D3916-08, Standard Test Method for Tensile Properties of Pultruded Glass-Fiber-Reinforced Plastic Rod, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008, www.astm.org
- 17 ASTM D792-13, Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, www.astm.org
- 18 Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero Organismo Nacional de Normalización, CANACERO (2013). “Catálogo de Normas 2013”, México D.F.
- 19 Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (2000). “Support of Underground Excavations in Hard Rock”; A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (2000).
- 20 Kooiman, A.G. (2000). “Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design”. Optima Grafische Communicatie, Rotterdam, 2000.

---

<sup>2</sup> Los textos originales de este capítulo corresponden con la referencia [29].

- 21 López Jimeno,C (2011) “Manual de túneles y obras subterráneas” (2 tomos), ETSIM Madrid; UPM.
- 22 Mahar J. W. (1975). “Shotcrete practice in underground construction”, final report. Dept. of Civil engineering. University of Illinois at Urban Champaign, Springfield VA. 1975.
- 23 Ministerio de Fomento de España, (2010). “EAE, Instrucción de Acero Estructural”, Gobierno de España.
- 24 Ministerio de Fomento de España, (2011). “EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural”, Gobierno de España.
- 25 “Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”.
- 26 Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C., ONNCCE (2011). “Catálogo de Normas NMX-NOM”, México D.F.
- 27 Perri G. & Zenti C. (2012) “Tubular Steel Ribs of Support for the Tunnels”, 2nd South American Symposium on Rock Excavations, Costa Rica 2012 San José.
- 28 Putzmeister Underground (2011), “SPM 5314 Wetkret Roadster”, Madrid España.  
www.putzmeisterunderground.com
- 29 Sánchez, F. (2014): Ingeniería de Túneles; Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR.
- 30 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2000). “N•CTR•CAR•1•05•005/00, Libro: CTR. Construcción, Tema: CAR Carreteras Parte: 1. Conceptos de obra, Título: 05. Túneles, Capítulo: 005. Malla Electrosoldada en Túneles”.
- 31 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2000). “N•CTR•CAR•1•05•006/00, Libro: CTR. Construcción, Tema: CAR Carreteras Parte: 1. Conceptos de obra, Título: 05. Túneles, Capítulo: 006. Concreto Lanzado en Túneles”.
- 32 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2002). “N•CMT•2•02•001/02, Libro: CMT. Características de los Materiales, Parte: 2. Materiales para Estructuras, Título: 02. Materiales para Concreto Hidráulico, Capítulo: 001. Calidad del Cemento Pórtland”.
- 33 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2002). “N•CMT•2•02•003/02, Libro: CMT. Características de los Materiales, Parte: 2. Materiales para Estructuras, Título: 02. Materiales para Concreto Hidráulico, Capítulo: 003. Calidad del Agua para Concreto Hidráulico”.
- 34 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2004). “N•CMT•2•02•004/04, Libro: CMT. Características de los Materiales, Parte: 2. Materiales para Estructuras, Título: 02. Materiales para Concreto Hidráulico, Capítulo: 004. Calidad de Aditivos Químicos para Concreto Hidráulico”.
- 35 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2004). “N•CMT•2•02•005/04, Libro: CMT. Características de los Materiales, Parte: 2. Materiales para Estructuras, Título: 02. Materiales para Concreto Hidráulico, Capítulo: 005. Calidad del Concreto Hidráulico”.
- 36 Sika, S.A.U. (2010) “Túneles y Obras Subterráneas”, Madrid España.
- 37 TEDESA, Técnicas de entibación, s.a. (s/a) “Cuadros Metálicos de Entibación”, Asturias España.
- 38 Vandewalle M. (2005) “Tunneling is an Art”, N.V. Bekaert, S.A., Zwevegem, Belgium, 2005, 400 pp.

